

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Štíhla ocel'ová rozhľadňa

Slender steel tower

Študent:

Ondrej Kvašňovský

Vedúci bakalárskej práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2017

Zadání bakalářské práce

Student: **Ondrej Kvašňovský**
Studijní program: B3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607R037 Konstrukce staveb
Téma: **Štíhlá ocelová rozhledna**
Slender Steel Tower

Jazyk vypracování: slovenština

Zásady pro vypracování:

V rámci bakalářské práce vypracujte:

1. Ocelové rozhledny v České a Slovenské republice, současný stav, architektura.
2. Výběr ocelové konstrukce rozhledny, určení zatížení a definice základního chování konstrukce,
3. Předběžný návrh hlavních nosných prvků na zjednodušených modelech konstrukce.
4. Dispoziční a architektonické řešení zvolené varianty rozhledny, základní výkresová dokumentace (část projektové dokumentace pro stavební řízení).
5. Podrobný statický výpočet základních nosných prvků rozhledny.
6. Návrh a posouzení detailů a spojů.

Seznam doporučené odborné literatury:

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991: Zatížení konstrukcí. (potřebné části)
- [3] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [4] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-8: Navrhování styčníků.
- [5] Marek, P.: Kovové konstrukce pozemních staveb, Praha, SNTL, 1985.
- [6] Studnička, J., Votlučka, L.: Ocelové konstrukce pozemních staveb, Praha, 1992
- [7] Wald, F. a kol.: Prvky ocelových konstrukcí – Příklady podle Eurokódů, Praha, 1998
- [8] Wald, F., Sokol, S.: Navrhování styčníků, Praha, 1998.
- [9] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Structural Engineering, Stahlbau
- [10] Internet

Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.**

Datum zadání: 31.10.2016

Datum odevzdání: 02.05.2017



doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prehlásenie študenta

Prehlasujem, že som celú bakalársku prácu vrátane príloh vypracoval samostatne pod vedením vedúceho bakalárskej práce Ing. Miroslava Rosmanita, Ph.D. a uviedol som všetky použité zdroje a literatúru.

V Ostrave 2.5.2017

.....

podpis študenta

Prehlasujem, že

- som bol oboznámený s tým, že na moju bakalársku prácu sa vzťahuje zákon 121/2000 Zb. - autorský zákon, najmä § 35 – použitie diela v rámci občianskych a náboženských obradov, v rámci školských predstavení a použitie diela školského § 60- školské dielo.
- beriem na vedomie, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (ďalej len VŠB-TUO) má právo neziskovo pre svoje vnútorné potreby bakalársku prácu použiť (§ 35 odst.3).
- súhlasím s tým, že údaje o bakalárskej práci budú zverejnené v informačnom systéme VŠB-TUO.
- bolo dojednané, že s VŠB-TUO , v prípade záujmu z jej strany, uzatvorím licenčnú zmluvu s oprávnením použiť dielo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bolo dojednané, že použiť svoje dielo – bakalársku prácu alebo poskytnúť licenciu na jej použitie môžem len so súhlasom VŠB-TUO, ktorá je oprávnená v takom prípade od mňa požadovať primeraný príspevok na uhradenie nákladov, ktoré boli VŠB-TUO vynaložené (až do ich skutočnej výšky).
- beriem na vedomie, že odovzdaním svojej práce súhlasím so zverejnením svojej práce podľa zákona č.111/198 Zb., o vysokých školách a o zmene a doplnení ďalších zákonov (zákon o vysokých školách), v znení neskorších predpisov, bez ohľadu na výsledok jej obhajoby.

V Ostrave 2.5.2017

.....

podpis študenta

Anotácia bakalárskej práce

KVAŠŇOVSKÝ, Ondrej. *Štíhla oceľová rozhľadňa*. Ostrava, 2017. Bakalárska práca. VŠB - Technická univerzita Ostrava, 129 s. Vedúci bakalárskej práce Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Názov témy: Štíhla oceľová rozhľadňa

Autor: Ondrej Kvašňovský

Vedúci práce: Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Počet strán: 129

Bakalárska práca sa zaoberá návrhom a statickým posúdením nosnej oceľovej konštrukcie rozhľadne, ktorá sa nachádza v meste Tachov. Cieľom práce bolo stanoviť zaťaženie rozhľadne (stále, úžitkové, klimatické) a ich implementácia do výpočtového modelu vytvoreného v programe Scia Engineer 2016. Funkčnosť výpočtového modelu bola overená jednoduchými ručnými výpočtami. Po výpočte vnútorných síl boli ručne posúdené nosné prvky a spoje rozhľadne. Súčasťou práce je aj analýza vplyvu predpätých lán na statickú a dynamickú odozvu konštrukcie a vyhotovenie výkresovej dokumentácie.

Kľúčové slová

oceľová konštrukcia, lano, dynamika, stabilita, rozhľadňa, zaťaženie, vnútorné sily, posudok

The Annotation of the Bachelor`s thesis

The primary objection of this thesis is the design and structural evaluation of selected bars and joints on the slender steel tower in Tachov, Czech republic. Process of design includes creation of a numerical model which has been developed in Scia Engineer software, and functionality was verified by simplified hand calculations. The final values of internal forces were calculated after load determination and final review of load - bearing capacity was made by hand made calculations. The computation and analysis of static and dynamic response of steel structure are also included in the documentation. The purpose of the analysis was to determine stiffness of steel structure by applying continuously increased prestressed force in anchor ropes. The final part of the thesis includes contract documents and detail drawings.

Key words

steel structure, rope, dynamics, stability, lookout tower, load, internal forces, design review

OBSAH

Zoznam použitého značenia.....	9
1. Úvod.....	11
2. Oceľové rozhl'adne v Českej a Slovenskej republike, súčasný stav, architektúra. 12	
2.1 Architektonické a konštrukčné riešenie vybraných rozhl'adní	12
3. Výber konštrukcie a definícia základného pôsobenia konštrukcie	18
3.1 Identifikačné údaje	19
3.2 Definícia základného chovania konštrukcie	19
3.3 Geometria konštrukcie – základné údaje.....	20
4. Zaťaženie	21
4.1 Stále zaťaženie.....	21
4.2 Úžitkové zaťaženie	25
4.3 Zaťaženie snehom.....	29
4.4 Zaťaženie vetrom.....	30
4.5 Zaťaženie námrazou	51
5. Predbežný návrh hlavných nosných prvkov na jednoduchých modeloch	52
5.1 Navrhnuté prierezy prvkov konštrukcie	57
6. Výpočtový model.....	58
6.1 Tvorba výpočtového modelu	58
6.2 Zaťažovacie stavy.....	61
6.3 Kombinácie.....	64
6.4 Porovnanie výsledkov s ručným výpočtom.....	65
7. Dynamická odozva konštrukcie	66
7.1 Modálna analýza.....	67
7.2 Odozva na zaťaženie vetrom a pohyb osôb	71
8. Vplyv predpätých lán na statickú a dynamickú odozvu konštrukcie.....	72
8.1 Analýza veľkosti predpätia v lanách	76

9. Globálna analýza konštrukcie	80
10. Medzní stav únosnosti.....	82
10.1 Posúdenie hlavných nosných prvkov	82
10.2 Posúdenie hlavných nosných spojov	86
11. Medzný stav použiteľnosti	102
11.1 Zvislé priehyby	102
11.2 Vodorovné priehyby	102
12. Záver.....	103
Zoznam obrázkov.....	105
Zoznam tabuliek.....	107
Zoznam použitých zdrojov	108
Zoznam príloh.....	110

ZOZNAM POUŽITÉHO ZNAČENIA

A	plocha prierezu [mm ²]
A_{net}	oslabená plocha prierezu [mm ²]
A_s	plocha jadra skrutky [mm ²]
$A_{v,z}$	plocha steny v šmyku v smere osi z [mm ²]
F	zaťažovacia sila [kN]
$F_{b,Rd}$	odolnosť spojovacieho materiálu v otláčení [kN]
$F_{v,Rd}$	odolnosť spojovacieho materiálu v strihu [kN]
I_y, I_z	moment zotrvačnosti prierezu k ose y a z [mm ⁴]
I_w	výsečový moment zotrvačnosti [mm ⁶]
L	rozpätie poľa [m]
L_{LT}	klopiaca dĺžka pri ohybe [m]
M_y	ohybový moment [kNm]
M_{Ed}	návrhová hodnota ohybového momentu [kNm]
M_{cr}	pružný krit. moment pri strate priečnej a torznej stability [kNm]
$M_{pl,Rd}$	návrhový plastický ohybový moment únosnosti prierezu [kNm]
N_{Ed}	návrhová hodnota osovej sily [kN]
N_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti v ťahu [kN]
V_{Ed}	návrhová hodnota posúvajúcej sily [kN]
V_{Rd}	návrhová únosnosť vo šmyku [kN]
$W_{pl,y}, W_{pl,z}$	plastický prierezový modul k osi y a z [mm ³]
W_y, W_z	pružný prierezový modul k osi y a z [mm ³]
d	priemer skrutky [mm]
d_0	priemer otvoru [mm]
f	frekvencia [Hz]

f_y	medz klzu ocele [MPa]
f_u	medza pevnosti ocele [MPa]
g	hodnota zaťaženia [kN/m], [kN/m ²]
k	konštanta tuhosti; [N/mm]
m	celková hmotnosť kmitajúcej časti lávky [kg]
t_f	hrúbka pásnice valcovaného prierezu [mm]
t_w	hrúbka stojiny valcovaného prierezu [mm]
γ_{M0}	čiastkový súčiniteľ únosnosti prierezu ľubovoľnej triedy
γ_{M2}	čiastkový súčiniteľ únosnosti prierezu
λ	štíhlosť
$\bar{\lambda}$	pomerná štíhlosť
μ_{cr}	bezrozmerný kritický moment
χ_{LT}	súčiniteľ klopenia
ω	vlastná kruhová frekvencia

1. ÚVOD

Obsahom tejto bakalárskej práce je prehĺbenie znalostí navrhovania nosných konštrukcií oceľových rozhl'adni. Na začiatku práce bol spravený rozbor konštrukčných systémov vybraných oceľových rozhl'adni.

Po štúdií konštrukčných systémov oceľových rozhl'adni autor vybral konkrétnu konštrukciu ktorou sa zaoberal detailnejšie, konkrétne rozhl'adňu na vrchu Vysoká v meste Tachov. Po definovaní základného chovania konštrukcie boli určené hodnoty zaťaženi na danú konštrukciu. Keďže ide o vysokú štíhlu oceľovú stavbu zvýšená pozornosť bola venovaná zaťaženiu vetrom.

Po definovaní zaťaženi boli navrhnuté predbežné profily nosných prvkov. Bol vytvorený výpočtový model v programe Scia Engineer pomocou ktorého boli určené vnútorné sily a deformácie konštrukcie. Správnosť modelu bola overená ručným výpočtom vybraných nosných prvkov a porovnaním hodnôt so softvérom.

Keďže dominantou vybranej konštrukcie sú laná kotvené v kruhovom pôdoryse po obvode konštrukcie pozornosť bola venovaná aj vplyvu týchto lán na konštrukciu. Pretože ide o vysokú štíhlu oceľovú konštrukciu autorovi sa zdalo vhodné zaoberať sa aj dynamickou odozvou konštrukcie. Bola teda vytvorená analýza statickej a dynamickej odozvy konštrukcie zameraná na vplyv veľkosti predpätia v lanách a následne bola vybraná optimálna hodnota počiatočnej sily v lanách s ktorou bolo ďalej počítané.

Po vyladení výpočtového modelu bol vybraný spôsob globálnej analýzy konštrukcie a následne boli spočítané vnútorné sily a deformácie. Následne bol prevedený podrobný statický posudok nosných prvkov rozhl'adne, ako aj návrh a posudok spojov. Medzný stav únosnosti aj použiteľnosti bol spočítaný pomocou Eurokódu.

Súčasťou práce je aj vypracovanie časti výkresovej dokumentácie pre stavebné riadenie.

2. OCEĽOVÉ ROZHĽADNE V ČESKEJ A SLOVENSKEJ REPUBLIKE, SÚČASNÝ STAV, ARCHITEKTÚRA

Rozhľadne sa dajú zjednodušene rozdeľovať podľa druhu a typu. Čo sa týka druhu tak sa môžeme stretnúť s hradnými rozhľadňami, kostolnými vežami, parkovými rozhľadňami, vyhliadkovými reštauráciami alebo vysielачmi. Z hľadiska typu rozdeľujeme rozhľadne na murované, drevené, kamenné, betónové alebo oceľové.

Oceľ vďaka svojim dobrým mechanickým vlastnostiam umožňuje realizáciu vysokých a štíhlych stavieb. Medzi tieto stavby patria rozhľadne, ale aj stožiare ktoré sú väčšinou navrhnuté ako priehradové konštrukcie. Spoje rozhľadní sú väčšinou navrhované ako skrutkované (vysokopevnostné skrutky), zvárané alebo v minulosti nitované.

2.1 Architektonické a konštrukčné riešenie vybraných rozhľadní

Rozhľadňa Fajtův kopec [\[21\]](#)



Obr. 2.1: Rozhľadňa Fajtův kopec [\[21\]](#)

Návrh konštrukcie vyhotovil Ing. Václav Hlaváček. Koncept rozhľadne stojacej blízko mesta Velké Meziříčí vznikol v pražskej architektonickej kancelárii Studio Arch.

Konštrukčné riešenie

Oceľová konštrukcia je uložená cez kotevné pätky do nosných stĺpov z predpätého betónu. Stĺpy sú usporiadané do geometrického postavenia vo vrcholoch rovnostranného trojuholníka. Stĺpy o rozmeroch 1200×600 mm sú namáhané podľa pôsobenia vetrom striedavo tlakom, ťahom a ohybom.

Rozhľadňa má unikátny nosný systém tvorený vonkajším systémom priestorových stĺpov a vnútorným systémom priestorových stĺpov, ktoré sú spojené konštrukciou schodiska. Schodisko je teda súčasťou nosného systému a podieľa sa na prenose zaťaženia a zvýšení tuhosti konštrukcie.

Vonkajší nosný systém tvorí základ statického systému konštrukcie. Tvorí ho dve trojice protismerných stĺpov na rotačne symetrickej ploche. Hrúbka stien trubiek je odstupňovaná po výške rozhľadne podľa úrovne namáhania. Pretnutie stĺpov v styčníkoch je vytvorené tak, aby prierez menšej trubky prechádzal cez prierez väčšej trubky.

Vnútorný systém priestorových stĺpov je tvorený trojicou stĺpov z trubiek ktoré tvoria podporu pre priečniky na ktorých sú uložené schodiskové ramená.

Točité schodisko šírky 1 000 mm je tvorené schodnicami, medzi ktoré sú navarené schodiskové stupne. Typické rameno schodiska je tvorené 16 stupňami a medzipodestou. Celkom je na rozhľadni 10 kusov schodiskových ramien.

Zaujímavosti z výpočtu

Rozhľadňa bola modelovaná ako priestorová prútová konštrukcia doplnená doskoštenovými prvkami použitými na prvky schodiska a podnože rozhľadne. Vzhľadom na veľkú krivosť prvkov bol použitý výpočet pomocou II. rádu zo zavedenými imperfekciami.

V rámci posudku bola zhotovená aj dynamická analýza kde boli najskôr stanovené vlastné tvary a frekvencie. Základná analýza bola spravená v programe ANSYS a skontrolovaná s modelom v programe Scia. Kritérium pohody bolo prevzaté z riešenia lávok pre peších, (limitné hodnoty zrýchlenia).

Nová rozhľadňa Hýlačka [\[22\]](#)



Obr. 2.2: Rozhledna Hýlačka [\[22\]](#)

Bola postavená vo Větrovech pri meste Tábor. Vznikla na mieste drevenej hlásky, ktorá zhorela v roku 2012. Stavba získala Národnú cenu za architektúru v súťaži „Grand Prix Architectov 2016“ v kategórii architektonický design.

Statický návrh vychádza z dlátového tvaru husitskej hlásky pôvodnej vyhorenej Hýlačky. Statickou schémou je dvojica nosných oceľových stĺpov nesúcich ako schodisko tak aj vyhlídkovú plošinu, ktoré sú zavetrené šiestimi trojicami oceľových lán kotvených do zeme na štvorcovom pôdoryse.

Architektonické riešenie

Architektonické riešenie vychádza z pôvodnej Husitskej hlásky. Náročné hrany, tvorené oceľovými tiahľami sa zbiehajú tak, aby imaginárne opísali tvar zhorenej rozhľadne. Odkazom na pôvodnú stavbu je aj ponechanie obrysu základov dobre viditeľného z kabíny. Diagonálne

členenie plášťa v pôvodnom projekte bolo tvorené eternitovými šablónami, v novom projekte je zopakované v kosoštvorcovom rastru ocelevej siete tvoriacej obal schodišťa. Dramatický koniec pôvodnej Hýlačky je pripomenutý použitím netradičného materiálu. Ide o opálené drevo ktoré sa ako stavebný materiál u nás veľmi nepoužíva.

Veža rozhladne je vysoká 35,6 m s vyhliadkovou kabínou vo výške 25,0 m. Kabína má oválny pôdorys s maximálnymi rozmermi $8,65 \times 4,35$ m. Nosná konštrukcia podlahy aj zastrešenia kabíny je tvorená sústavou oceľových nosníkov. Prístup na podestu je zabezpečený oceľovým schodišťom ktoré je kotvené do dvoch nosných stĺpov.

Konštrukčné riešenie

Rozhladňa je založená pomocou základovej dosky pod oboma stĺpmi o pôdorysných rozmeroch $7,15 \times 2,8$ m s mocnosťou 0,7 m. Zo základovej dosky vybiehajú 4 základové pásy ktoré lícuju so spodnou úrovňou základovej dosky. Na všetkých koncoch pásov sú základové pätky pre kotevné laná. Každá pätka je doplnená mikropilotami priemeru 140 mm, ktoré sú v hĺbke 4 m.

Podlaha podesty je tvorená valcovanými oceľovými prútmí. Oválny tvar plošiny je vytvorený ohýbanými profilmi UPN 260. Na rastru oceľových prútov je uložená vrstva dubových hobľovaných foršní. V úrovni podesty je rám veže, ktorý prenáša zaťaženie od kotevných lán do hlavných priečnikov.

Zastrešenie vyhliadkovej plošiny je vytvorené systémom oceľových prvkov zavesených na oceľových tyčiach. Pri každom úchytnom bode sa nachádza dvojica tyčí, ktoré sú uchytené od najvyššej časti nosných stĺpov nachádzajúcich sa nad strešnou rovinou. Hlavná zložka sily je preto do stĺpa vnášaná v najvyššom mieste stĺpu a nie v úrovni vodorovnej konštrukcie.

Hlavné zvislé nosné prvky sú dva oceľové stĺpy, ktoré sú umiestnené medzi ramenami schodiska v tvare pôdorysného oválu. Stĺpy sú spájané montážnymi spojmi, pomocou čelných dosiek. Z dôvodu zaistenia stability vysokých nosných stĺpov je konštrukcia doplnená šiestimi trojicami kotevných lán zaisťujúcich stabilitu, hlavne voči namáhaniu vetrom.

Hlavnými podporami schodiska sú oceľové stĺpy. Tvar schodiskového ramena je priamočiary, podesty sú polkruhové. Približne v strede polkruhu sa nachádzajú stĺpy na ktoré sú v úrovni každej podesty uchytené oceľové priečniky. Kolmo na priečniky sú uložené dvojice schodníc.

Rozhl'adňa Hraničný vrch [23]



Obr. 2.3: Rozhl'adňa na Hraničnom vrchu, Albrechtice [23]

Rozhl'adňa na Hraničnom vrchu sa pýši nezvyčajnou koncepciou s vyhliadkovými plošinami na dvoch vežiach. Stavba bola realizovaná úpravou už stojacich telekomunikačných veží. Tie boli realizované už od osemdesiatych rokov. Výhodou projektu bola nízka cena a zároveň záchrana už stojacich konštrukcií. Pôvodný projekt bol doplnený o konštrukciu schodiska, plošiny a oboch striech vyhliadok.

Obe pôvodné konštrukcie sú oceľové priehradové veže štvorcového pôdorysu, ktoré sú od seba osovo vzdialené 19,9 m. Veže sú zostavené z typizovaných častí a všetky prvky sú kruhového prierezu. Kotvenie pôvodných veží je vyriešené zabetónovaním prvej (podzemnej) sekcie veže do základu. Ostatné sekcie sú pripájané skrutkovými spojmi. Obe veže sa nachádzajú v rovnakej výške nad terénom 24,5 m.

K pôvodným konštrukciám bola doplnená vyhliadková plocha na vrcholoch veží a zároveň je do nich kotvené zábradlie a stĺpy nesúce strechu. Pôdorysne je plošina na veži A vymedzená iba priestorom veže medzi stĺpmi a plošina na veži B presahuje obrys veže a je kotvená na konzolách. Profily stĺpov sú kruhové, pozdĺžniky plošín sú z profilu HEA 220 a priečniky IPE 160 a obvodový profil je U160.

Strecha nad oboma plošinami je ihlanová sklonu 30° . Obe strechy sú uložené na štvorici stĺpov votknutých do plošín s horným stužením stĺpov priečlami.

Vodorovná lávka je konštantnej šírky s osovou dĺžkou 17 m. Dolné pásy lávky sú uložené na krajné priečniky plošín. Konštrukcia je priehradová s ťahanými diagonálami a priečnymi polorámami, ktoré zaisťujú stabilitu horného pásu.

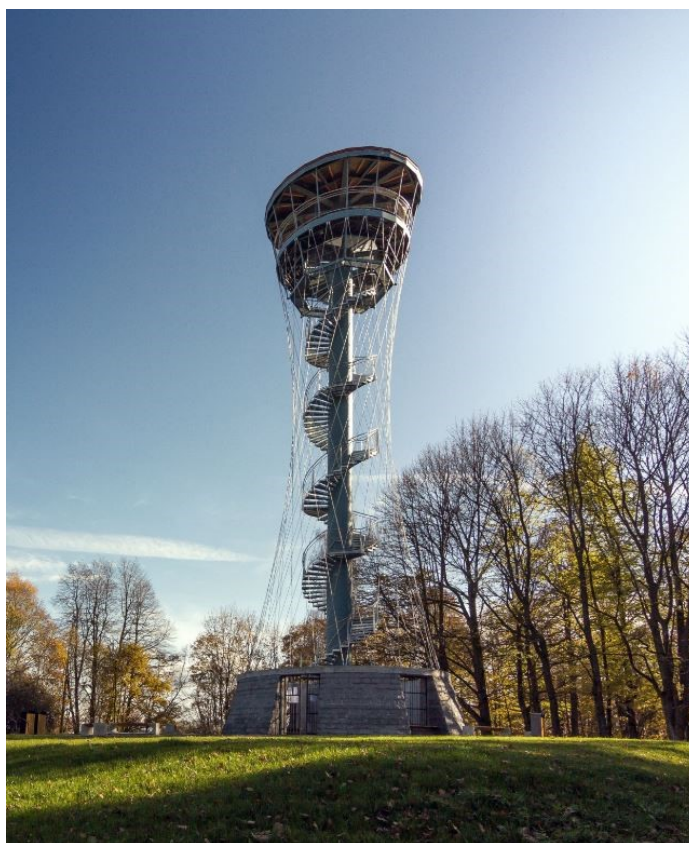
Prevýšenie schodiska je 24,84 m. Dispozične sa delí na 17 ramien a 17 podest a celkovo sa 4 krát otáča okolo veže. Nosný profil tvoria dva profily UPE medzi ktorými sú zaskrutkované roštové stupne.

3. VÝBER KONŠTRUKCIE A DEFINÍCIA ZÁKADNÉHO PÔSOBENIA KONŠTRUKCIE

Predmetom bakalárskej práce je výber konkrétnej konštrukcie rozhľadne, určenie zaťaženia a jej statický posudok, ktorý zahŕňa veľkú a malú statiku. Moja voľba vychádza z konštrukčne zaujímavého a pritom elegantného typu rozhľadne nachádzajúcej sa na vrchu Vysoká v meste Tachov. [\[17\]](#)

Hlavným architektonickým prvkom rozhľadne je jej tvar, hyperbolický paraboloid, ktorý je tvorený lanami. Tie sú upnuté do železobetónového venca na vrchu kruhovej podnože v pôdoryse 1.N.P, a do ochodzu vyhlídkovej plošiny.

Rozhľadňa leží v nezastavanej časti mesta vo výške 563,7 m n.m., západne od mesta Tachov. Rozhľadňa nadväzuje na rekreačno-športovú zónu mesta pozdĺž rieky Mže. Základom koncepcie využitia územia je zatriktívnenie mesta a jeho okolia pre obyvateľov, turistov a návštevníkov. Rozhľadňa na Vysokej je dobre viditeľná a stala sa súčasťou siluety mesta.



Obr. 3.1: Rozhľadňa na vrchu Vysoká [\[17\]](#)

3.1 Identifikačné údaje

Stavba:	Rozhľadňa na vrchu Vysoká, ČR
Katastrálne územie:	Tachov – mesto
Mesto:	Tachov, Česká republika
Projektant:	Ing. Arch. Jiří Hysek
Realizácia:	2014 - 2015

3.2 Definícia základného chovania konštrukcie

3.2.1 Založenie a spodná časť stavby

Základ rozhľadne tvorí podzemná železobetónová doska s priemerom 11 m premennou výškou 1,2-1,5 m. Pôdorys rozhľadne tvorí železobetónová stena výšky 2,8 m obložená kamenným murivom. V stenách je symetricky umiestnených 6 otvorov, jeden dverný široký 1600 mm a vysoký 2500 mm pre vstup do rozhľadne a 5 okenných otvorov šírky 1600 mm a výšky 2100 mm s parapetom výšky 400 mm.

3.2.2 Nosný prvok a jeho súčasti

Nosná konštrukcia je tvorená oceľovým stĺpom kruhového prierezu priemeru 1,2 m. Nutnosť návrhu tohto prierezu vychádza ako z architektonického tak aj z konštrukčného návrhu schodiska, kde musí byť dodržaná potrebná šírka schodiskových stupňov. Na stĺpe sú upevnené samonosné oceľové schody a podesty s vonkajšou schodnicou a zábradlím. Zábradlie je priestorového tvaru špirály vinúcej sa okolo nosného tubusu a je vo výške 1,1 m.

3.2.3 Zaistenie priestorovej tuhosti konštrukcie

Tuhosť konštrukcie je zaistená oceľovými lanami tvoriacimi sieť v tvare hyperbolického paraboloidu. Laná sú upnuté v oceľovom kruhovom ráme tvoriacim súčasne konštrukciu hornej ochodze vyhlíadkovej plošiny. V dolnej časti sú laná upnuté na hornej hrane kruhovej železobetónovej steny.

3.2.4 Konštrukcia vyhliadkovej plošiny

Ochoz je tvorená oceľovou kruhovou plošinou s otvorom pre schodisko. Nosníky plošiny a rovnako aj nosníky strechy sú votknuté do oceľového stĺpu. V mieste otvoru pre schodisko sú nosné nosníky plošiny zavesené na tiahlách kotvených do votknutých nosníkov strechy. Votknutie týchto nosníkov zaisťuje dostatočnú tuhosť pochôdznej plochy. [1]

3.3 Geometria konštrukcie – základné údaje

• Celková výška konštrukcie	28,55m
• Výška vyhliadkovej plošiny	25,20m
• Pôdorysná šírka konštrukcie (1.NP)	11,00m
• Šírka konštrukcie (10.NP – Vyhliadková plošina)	6,25m
• Šírka konštrukcie (11.NP – Strecha)	7,50m
• Plocha základne rozhl'adne	56,75m ²
• Plocha vyhliadkovej plošiny	23,05m ²
• Sklon strechy	10°
• Materiál	S 235
• Počet schodiskových stupňov	144
• Výška schodiskového stupňa	175 mm
• Výška zábradlia	1 100 mm
• Hmotnosť konštrukcie	

4. ZAŤAŽENIE

4.1 Stále zat'azenie

Stále zat'azenia sú určené v súlade s normou [5].

4.1.1 Vlastná tiaž

Vlastná tiaž konštrukcie je stanovená programom Scia Engineer, ktorý počíta s objemovou hmotnosťou oceli $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Tiaž počíta program automaticky podľa objemu prvkov. Schodiskové stupne a podesty sú namodelované ako prvky s určitým objemom, ktorý nie je rovnaký, ako objem schodiskových stupňov a podest na reálnej konštrukcii. Preto je objemová hmotnosť materiálu prepočítaná, a v Scia Engineer upravená tak aby sa vlastná tiaž stupňov a podest zhodovala s reálnou konštrukciou.

$$\rho_{stupňa} = \frac{m_{stupňa}}{V_{stupňa}} = \frac{12,6}{0,0216} = 583,33 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$V_{stupňa} = 0,3 \times 1,8 \times 0,04 = 0,0216 \text{ m}^3$$

$\rho_{stupňa}$ objemová hmotnosť namodelovaného stupňa;

$m_{stupňa}$ hmotnosť reálneho stupňa;

$V_{stupňa}$ objem namodelovaného stupňa;

$$\rho_{podesty} = \frac{m_{podesty}}{V_{podesty}} = \frac{62,24}{0,0864} = 719,72 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$V_{podesty} = 0,3 \times 1,8 \times 0,04 = 0,0864 \text{ m}^3$$

$\rho_{stupňa}$ objemová hmotnosť namodelovaného stupňa;

$m_{stupňa}$ hmotnosť reálneho stupňa;

$V_{podesty}$ objem namodelovanej podesty;

4.1.2 Ostatné stále zaťaženie

Podlaha vo vnútornej obruči vyhliadky – oceľové rošty

Tab. 4.1: Zaťaženie na vnútornej obruči vyhliadky

Položka	g_k [kN/m ²]
Oceľový rošt Tahokov 30×30/40×3	0,270

Na vyhliadkovej plošine je pochôdzna plocha vnútornej obruče z oceľového roštu s veľkosťou oka 30×30 mm a s nosným pásom 40×3 mm. Overenie únosnosti roštu je dostupné v P.

Tab. 4.2: Posúdenie únosnosti roštu

Oceľový rošt Tahokov 30×30/40×3						
Plošné [kN/m ²]			Sústredené [kN]			
Zaťaženie	Únosnosť	Overenie	Zaťaženie	Únosnosť	Overenie	
Kat.C5	5	28,58	Vyhovuje	4,5	4,68	Vyhovuje

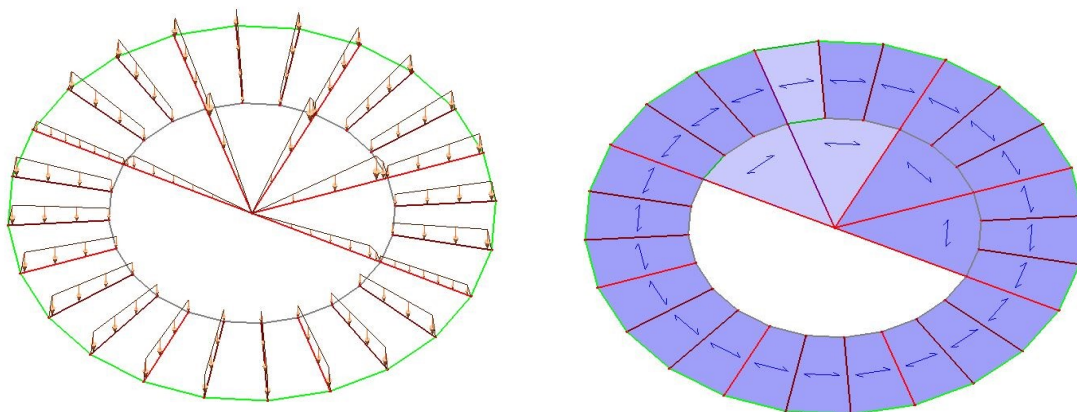
Plošné stále zaťaženie je zadané do výpočtu pomocou generátoru rovinného zaťaženia. Zvolený smer v ktorom rošt preberá plošné zaťaženie je jasný z Obr. 4.1. Program Scia Engineer rozkladá plošné zaťaženie na vybrané nosníky konštrukcie.

Podlaha vo vonkajšej obruči vyhliadky – oceľové rošty + drevený rošt

Tab. 4.3: Zaťaženie na vonkajšej obruči vyhliadky

Položka	g_k [kN/m ²]
Drevený rošt 100×30 mm	0,105
Oceľový rošt Tahokov 30×30/40×3	0,270
Súčet	0,375

Pôvodný návrh zahrňoval iba drevený rošt ktorého únosnosť však nebola dostatočná pri posúdení na sústredené bremeno. Preto projektant navrhol pod drevený rošt vrstvu z oceľového roštu. Z Tab. 4.2 je jasné že takto navrhnutá vrstva vyhoví.



Obr. 4.1: Na ľavej strane vygenerované zaťaženie, vpravo smer pôsobenia

Zábradlie vyhliadky

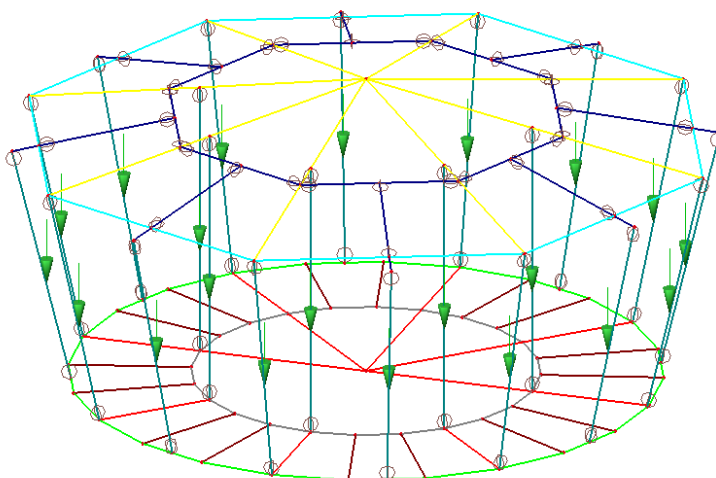
Tab. 4.4: Stále zaťaženie od zábradlia vyhliadky

Položka	g_k [kN/m]
Zábradlie s oceľových trubiek s výpletom	0,300

Zábradlie tvoria celkom 3 nerezové trubky, na ktorých sú umiestnené informačné panely pre návštevníkov. Medzi bočnými trubkami zábradlia je vypnutá nerezová sieť. Hmotnosť zábradlia je prenášaná nosnými oceľovými tiahmi konštrukcie priemeru 51 mm. Vzďialenosť spomenutých tiahel je 1,3 m. Výsledné zaťaženie je riešené ako zvislé bodové sily vo výške 1 100 mm na nosnom prvku tiahla (Obr. 4.2).

$$G_k = 0,3 \times 1,3 / 2 = 0,2 \text{ kN}$$

G_k sila na jedno tiahlo [kN]



Obr. 4.2: Vlastná tiaž zábradlia vyhliadky

Zábradlie schodiska

Tab. 4.5: Stále zaťaženie od zábradlia schodiska

Položka	g_k [kN/m]
Zábradlie s oceľových trubiek s výpletom	0,300

Celková spočítaná dĺžka zábradlia schodiska je podelená počtom stupňov schodiska.

Sklon zábradlia 27°

Priemer schodiska 3,7 m

Počet schodov 144

Výpočet dĺžky zábradlia

$$l = \frac{7 \times \pi \times \emptyset}{\cos(25^\circ)} = \frac{7 \times \pi \times 3,7}{\cos(25^\circ)} = 91,32 \text{ m}$$

Zaťaženie od zábradlia na schod

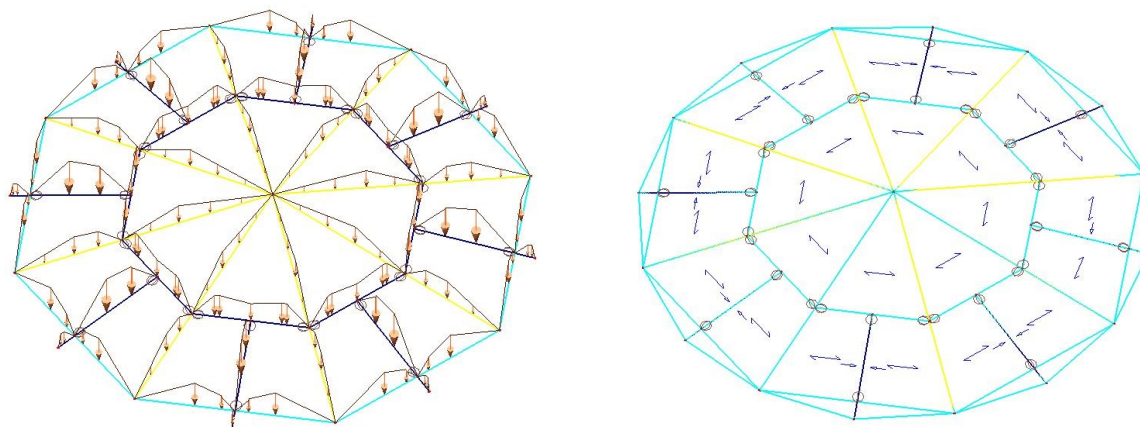
$$G_k = l \times g_k / 144 = 91,32 \times 0,3 / 144 = 0,19 \text{ kN}$$

Strešný plášť

Tab. 4.6: Stále zaťaženie od strešného plášťa

Položka	g_k [kN/m ²]
Falcovaná krytina hr. 1 mm	0,089
OSB doska hr. 22 mm	0,132
Izolačná vrstva Delta Trela	0,004
Drevený rošt pod OSB doskou	0,100
Súčet	0,325

Na oceľovej nosnej konštrukcii sú pomocné krokvy spojené s konštrukciou pomocou oceľových uholníkov. Na krokvy je uchytené plné debnenie z OSB dosky pomocou samo rezných skrutiek na ktorom je separačná fólia, ktorá slúži ako hydroizolácia. Strešný plášť je z falcovaného plechu uchytený pomocou príponiek. Zaťažovacia plocha a smer rozkladu zaťaženia je jasný z Obr. 4.3.



Obr. 4.3: Na ľavej strane vygenerované zaťaženie, vpravo smer pôsobenia

4.2 Úžitkové zaťaženie

Úžitkové zaťaženie podľa [5] je zaťaženie vznikajúce pri užívaní stavieb. Môže zahŕňať osoby, nábytok a premiestniteľné predmety alebo vozidlá. Pre konkrétne určenie úžitkového zaťaženia musíme riešenú konštrukciu zaradiť do kategórie podľa účelu užívania. Riešená rozhládňa je konzervatívne zaradená do kategórie C5 (vysoká koncentrácia ľudí). Výsledné hodnoty zaťaženia podľa kategórií užívania sú uvedené v tabuľke 6.1 spomínanej normy.

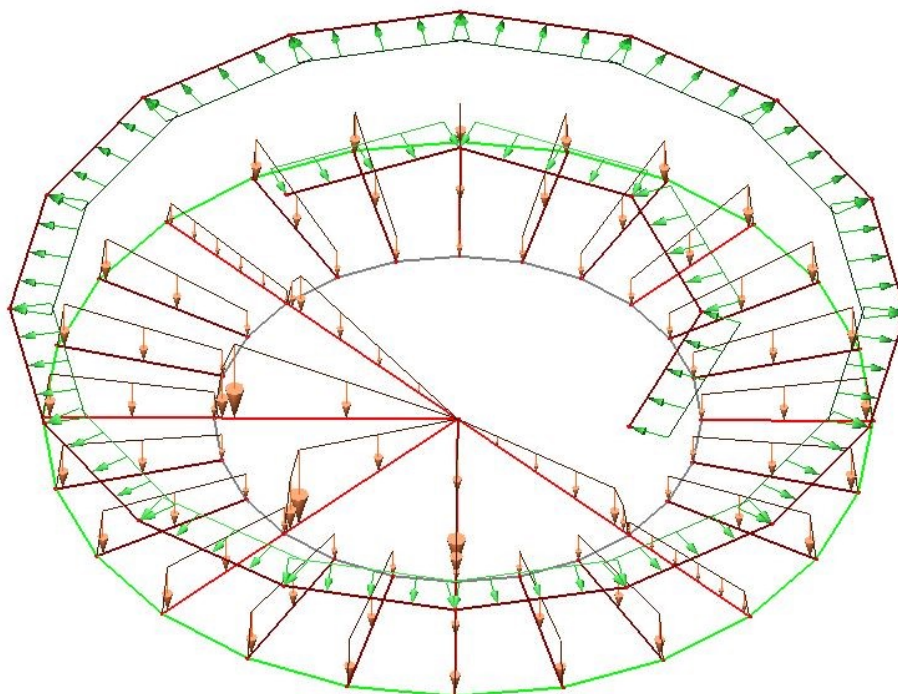
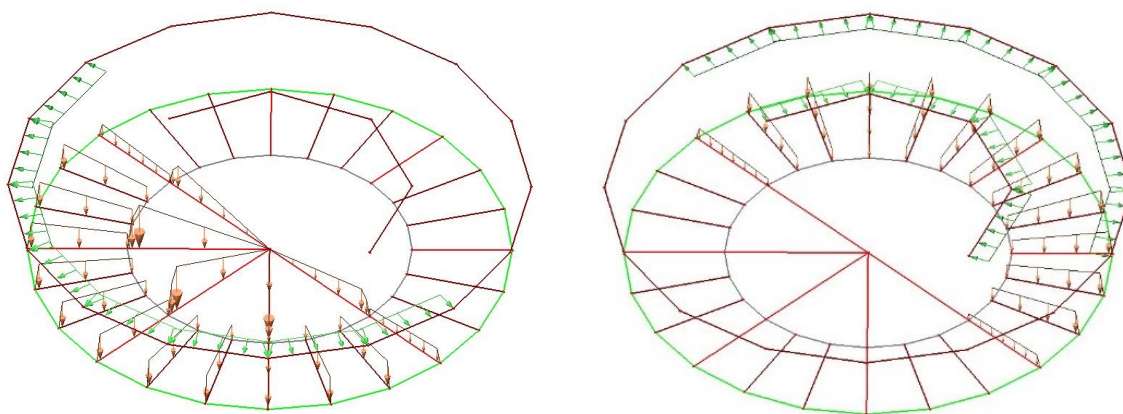
Vyhliadková plošina

Tab. 4.7: Úžitkové zaťaženie na plochu vyhliadkovej plošiny

Kategória použitia	g_k [kN/m ²]
Vyhliadková plošina - C5	5,0

Roznos a pôsobenie úžitkového zaťaženia na plochu vyhliadky je rovnaký ako roznos stáleho zaťaženia spomenutý v kapitole 4.1.2., a je patrný na Obr. 4.1. K pôsobeniu zvislého zaťaženia pribúda vodorovné zaťaženie určené podľa [5], reprezentujúce opretie osôb o madlo zábradlia, ktoré pôsobí vo výške 1 100 mm s hodnotou 3 kN/m.

Z dôvodu vytvorenia najnepriaznivejších hodnôt vnútorných síl a reakcií je zaťaženie namodelované v 3 variantách. Dve varianty polovičného zaťaženia sú zvolené pre nesymetriu zaťažovaných plôch. Zaťaženie je modelované pomocou generátoru rovinného zaťaženia s vlastným výberom zaťažených prútov.

a) plné*Obr. 4.4: Úžitkové zaťaženie – plné***b) polovičné***Obr. 4.5: Úžitkové zaťaženie – polovičné*

Prúty na ktorých je modelované spojité zaťaženie sú namodelované iba pre potrebné entity na ktorých je generované spojité zaťaženie. Preto majú tieto prúty nulovú tuhosť a hmotnosť.

Schodisko

Tab. 4.8: Úžitkové zaťaženie na plochu schodiska

Kategória použitia	g_k [kN/m ²]
Schodisko - C5	5,0

Na plochu schodiskových stupňov a podest pôsobí úžitkové zaťaženie kategórie C5 podľa [5]. Plošné zaťaženie je preto nutné previesť na líniové. Keďže stupne majú premenný prierez je vhodné previesť zaťaženie na lichobežníkové. S opretím osôb o zábradlie schodiska sa v modeli neuvažuje.

$$S_{stupňa} = \frac{\pi \times r_{schodiska}^2}{360 \times \alpha_{stupňa}} - \frac{\pi \times r_{stĺpu}^2}{360 \times \alpha_{stupňa}} = \frac{\pi \times 1,8^2}{360 \times 11} - \frac{\pi \times 0,6^2}{360 \times 11} = 0,276 \text{ m}^2$$

$$S_{podesty} = \frac{\pi \times r_{schodiska}^2}{360 \times \alpha_{podesty}} - \frac{\pi \times r_{stĺpu}^2}{360 \times \alpha_{podesty}} = \frac{\pi \times 1,8^2}{360 \times 68} - \frac{\pi \times 0,6^2}{360 \times 68} = 1,709 \text{ m}^2$$

$r_{schodiska}$ rameno schodiska; 1,8 m

$r_{stĺpu}$ rameno stĺpu; 0,6 m

$\alpha_{stupňa}$ uhol ktorý zvierajú okraje stupňa; 11°

$\alpha_{podesty}$ uhol ktorý zvierajú okraje podesty; 68°

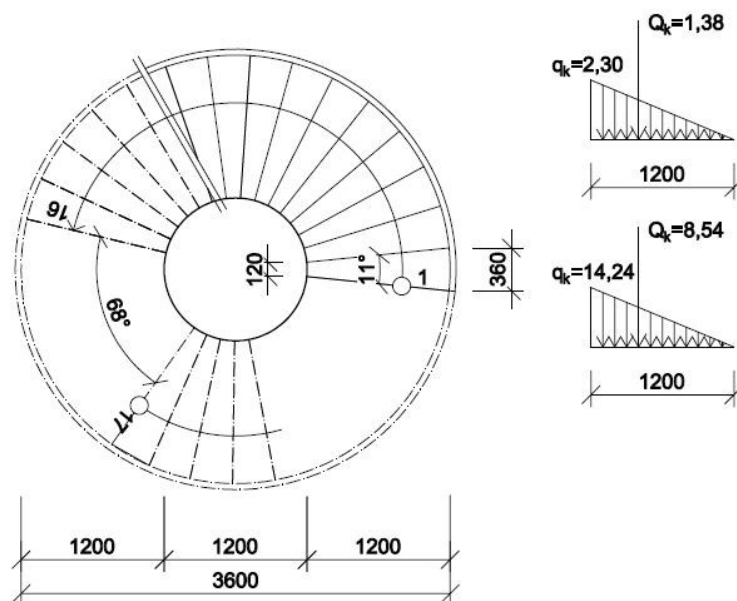
$$Q_{k,stupeň} = q_k \times S_{stupňa} = 5 \times 0,276 = 1,38 \text{ kN}$$

$$Q_{k,podesta} = q_k \times S_{podesta} = 5 \times 1,71 = 8,54 \text{ kN}$$

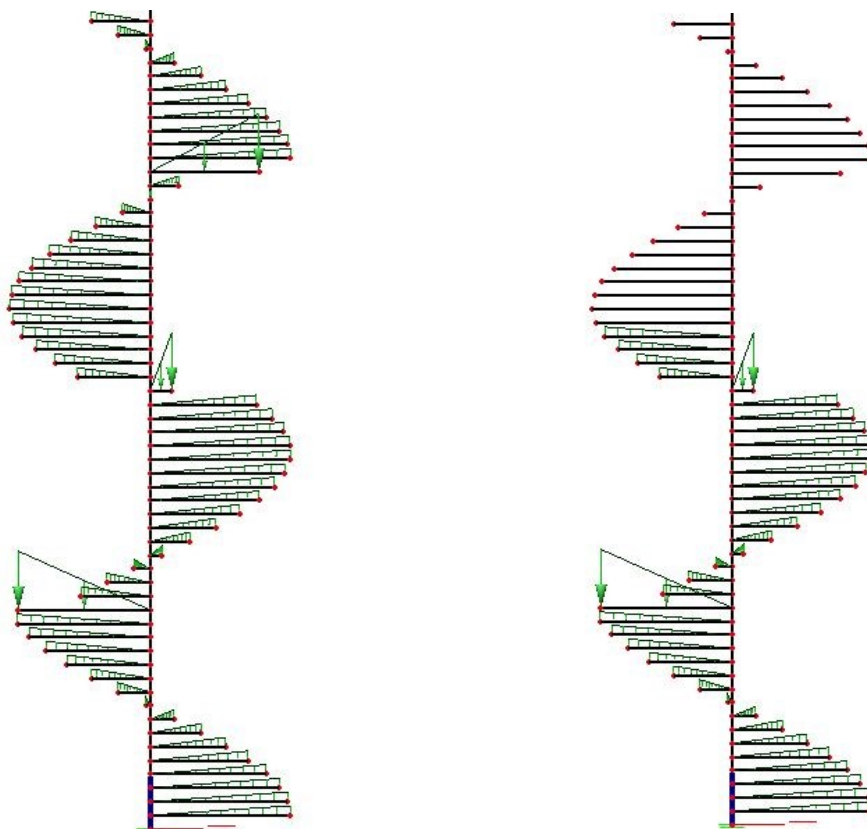
$$q_{\Delta,stupeň} = \frac{2 \times Q_{k,stupeň}}{l_{schodu}} = \frac{2 \times 1,38}{1,2} = 2,30 \text{ kN}$$

$$q_{\Delta,podesta} = \frac{2 \times Q_{k,podesta}}{l_{schodu}} = \frac{2 \times 8,54}{1,2} = 14,24 \text{ kN}$$

l_{schodu} šírka schodu (podesty); 1,2 m



Obr. 4.6: Rozklad zaťaženia schodiskového stupňa



Obr. 4.7: Úžitkové zaťaženie schodiska, vľavo celé, vpravo polovičné

4.3 Zaťaženie snehom

Podľa [6] je zaťaženie snehom uvažované ako premenné, pevné zaťaženie, ktoré pôsobí staticky. Výsledná hodnota zaťaženia závisí na viacerých faktoroch. Napríklad na tvare strechy, tepelných vlastnostiach strechy, drsnosti povrchu strechy, množstva teploty unikajúcej spod strešného plášt'a, na okolitom teréne a na klimatických pomeroch.

Pri návrhu musíme rovnako zvážiť aj usporiadanie zaťaženia. Bežne sa navrhuje zaťaženie nenaviatym snehom na streche a zaťaženie naviatym snehom na streche.

Pre výpočet zaťaženia na počítanú rozhl'adňu je snehové zaťaženie uvažované na sedlovej streche so sklonom 10°. Súčiniteľ μ_i je hodnota spočítaná podľa tabuľky 5.2 spomínanej normy. Charakteristické hodnoty zaťaženia snehom na zemi sú určené zo snehovej mapy. Konštrukcia rozhl'adne je zaradená do IV. zaťažovacej skupiny a tepelný súčiniteľ C_t je uvažovaný rovný 1,0 (nevykurovaný objekt). Pretože stavba sa nachádza v otvorenej oblasti hodnota súčiniteľa expozície sa rovná 0,8.

Tab. 4.9: Zaťaženie snehom

Veľčina	Hodnota
μ_i - Tvarový súčiniteľ zaťaženia snehom	0,8
C_e - Súčiniteľ okolitého prostredia	0,8
C_t - Teplotný súčiniteľ	1,0
s_k - Charakt. Hodnota zaťaženia snehom pre danú oblasť	2,0

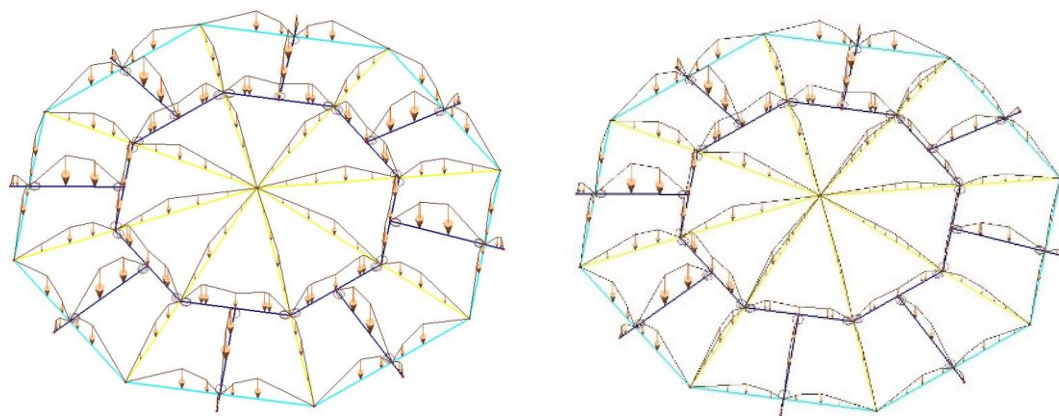
$$s_1 = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k = 0,8 \times 0,8 \times 1,0 \times 2,0 = 1,28 \text{ kN}$$

$$s_2 = \frac{\mu_i \times C_e \times C_t \times s_k}{2} = \frac{0,8 \times 0,8 \times 1,0 \times 2,0}{2} = 0,64 \text{ kN}$$

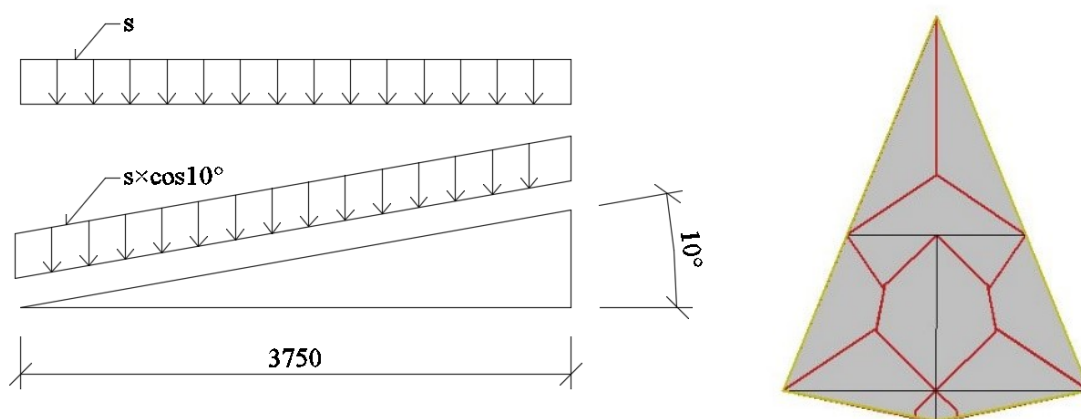
s_1 zaťaženie nenaviatym snehom

s_2 zaťaženie naviatym snehom

Zaťaženie snehom na vyhl'adku nie je uvažované. Úvaha vyplýva zo skutočnosti že v prípade výskytu snehu na plošine bude rozhl'adňa uzatvorená. Pri prevádzkovom stave predpokladáme ušľapanie snehu davom ľudí, takže dané stavy sa vylučujú.



Obr. 4.8: Rozloženie snehu, vľavo nenaviaty, vpravo naviaty



Obr. 4.9: Rozklad zaťaženia snehom do roviny a na nosníky

Zaťaženie snehom sa vzťahuje k pôdorysnej ploche strechy preto je nutné hodnotu prepočítať na dĺžky nosníkov podľa Obr. 4.8. Výsledné hodnoty sa potom rovnajú :

$$s_1 \times \cos(10^\circ) = 1,26 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 \times \cos(10^\circ) = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

4.4 Zaťaženie vetrom

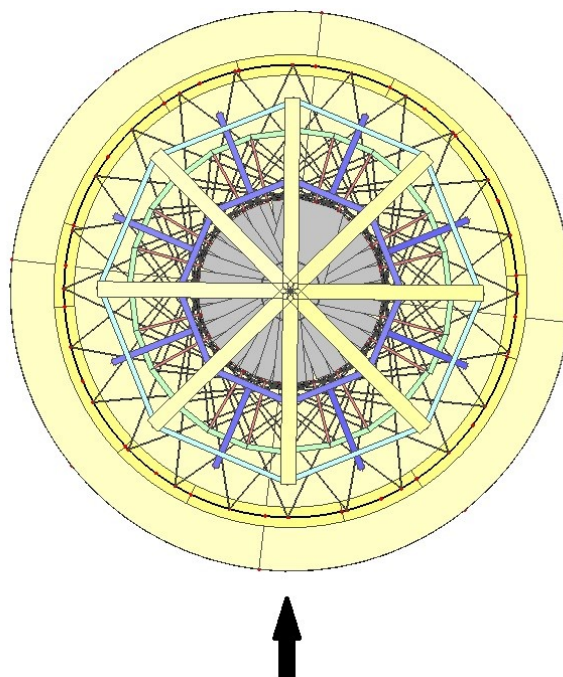
Norma [7] uvažuje vietor ako náhodný proces a zaťaženia popisuje zjednodušeným súborom tlakov alebo síl. Odozva konštrukcie na zaťaženie vetrom závisí na veľkosti, tvare a dynamických vlastnostiach konštrukcie. Dynamická odozva môže byť spôsobená turbulenciou v smere vetra pri rezonancií s kmitaním v smere vetra (základný tvar ohybového kmitania s rovnakým znamienkom). Vo všeobecnosti sa má odozva konštrukcie spočítať

z maximálneho dynamického tlaku v referenčnej výške, zo súčiniteľov síl a tlakov a zo súčiniteľa konštrukcie c_{sd} . Pri poddajných konštrukciách ako sú lana, komíny a stožiare je nutné zohľadniť aeroelastické odozvy konštrukcie.

Pre stanovenie účinku odozvy rozhládne je možné použiť výpočet podľa normy ČSN EN 1991-1-4 [7] kde sa stavba považuje za vertikálnu pozemnú stavbu alebo ČSN EN 1993-3-1 [10] kde je stavba považovaná za stožiar. Projektant sa rozhodol pre prvú spomínanú možnosť a to z nasledujúcich dôvodov:

- norma ČSN EN 1993-3-1 rozdeľuje konštrukciu po výške na jednotlivé podlažia (rovnomernejšie rozdelenie plochy)
- vo výpočte sú definované iba trojuholníkové a štvorcové pôdorysy
- stožiare a komíny s výškou znižujú prierez, počítaná konštrukcia má naopak opačnú tendenciu zmeny prierezu
- nepočíta s vplyvom úžitkových zaťažení

Ďalší priebeh výpočtu odozvy je teda v súlade s [7]. Rýchlosť vetra z hľadiska časovej premeny a teda aj zaťaženia je zložená zo strednej zložky (priemerná za integračnú dobu, napr. $T_{int} = 10$ minút) a fluktuáčnej (dynamickej) zložky ktoré sa navzájom superponujú. Stredná rýchlosť vetra je stanovená zo základnej rýchlosti vetra a fluktučná zložka je vyjadrená intenzitou turbulencie.



Obr. 4.10: Smery zaťaženia vetrom

Vzhľadom na 8 os symetrie je zaťaženie počítané iba v jednom smere.

Základná rýchlosť vetra

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1 \times 1 \times 36 = 36,000 \text{ ms}^{-1}$$

c_{dir} súčiniteľ smeru vetra; $c_{dir} = 1,0$ (doporučená hodnota)

c_{season} súčiniteľ ročného obdobia; $c_{season} = 1,0$ (doporučená hodnota)

$v_{b,0}$ základná rýchlosť vetra; $v_{b,0} = 36 \text{ m/s}$; Tachov, oblasť VI

Súčiniteľ drsnosti terénu

$$c_{r(z)} = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pre } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.1)$$

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = k_r = 0,19 \times \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,21$$

Kategória terénu

$$z_0 = 0,3 \text{ m}$$

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 5 \text{ m}$$

Súčiniteľ ortografie

$$c_{o(z)} = 1$$

Stredná rýchlosť vetra

$$v_{m(z)} = c_r(z) \times c_{o(z)} \times v_b \quad (4.2)$$

Turbulencia vetra

$$I_{v(z)} = \frac{k_l}{c_{o(z)} \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (4.3)$$

k_l súčiniteľ turbulencie; $k_l = 1,0$ (doporučená hodnota)

Maximálny dynamický tlak

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (4.4)$$

ρ merná hmotnosť vzduchu; $\rho=1,25 \text{ kg/m}^3$ (doporučená hodnota)

Tab. 4.10: Výpočet veličín po výške konštrukcie

z [m]	$C_r(z)$ [-]	$C_0(z)$ [-]	$v_m(z)$ [m/s]	$I_v(z)$ [-]	$C_e(z)$ [-]	$q_p(z)$ [kg/ms ²]
0	0,606	1	21,815	0,355	3,488	1037,496
1,5	0,606	1	21,815	0,355	3,488	1037,496
3	0,606	1	21,815	0,355	3,488	1037,496
4,5	0,606	1	21,815	0,355	3,488	1037,496
6	0,645	1	23,229	0,334	3,337	1125,255
7,5	0,693	1	24,959	0,311	3,175	1236,063
9	0,733	1	26,373	0,294	3,058	1329,378
10,5	0,766	1	27,568	0,281	2,969	1410,224
12	0,795	1	28,604	0,271	2,898	1481,699
13,5	0,820	1	29,517	0,263	2,839	1545,857
15	0,843	1	30,334	0,256	2,789	1604,132
16,5	0,863	1	31,073	0,250	2,747	1657,567
18	0,882	1	31,748	0,244	2,710	1706,945
19,5	0,899	1	32,368	0,240	2,677	1752,871
21	0,915	1	32,943	0,235	2,648	1795,821
22,5	0,930	1	33,478	0,232	2,621	1836,177
24	0,944	1	33,978	0,228	2,597	1874,252
25,2	0,954	1	34,357	0,226	2,580	1903,244
25,5	0,957	1	34,448	0,225	2,576	1910,303
26,875	0,968	1	34,856	0,222	2,557	1941,757
27	0,969	1	34,892	0,222	2,556	1944,546
28,5	0,981	1	35,311	0,220	2,537	1977,163

Výsledná sila pôsobiaca na konštrukciu je stanovená podľa vzorca (4.5).

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z) \times A_{ref} \quad (4.5)$$

4.4.1 Výpočet súčiniteľa konštrukcie „ $c_s c_d$ “ a „ c_f “

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s)} \quad (4.6)$$

Je určený ako súčin súčiniteľa veľkosti konštrukcie c_s , ktorý berie do úvahy účinok redukcie zaťaženia vetrom v dôsledku nesúčasného výskytu maximálnych tlakov na konštrukciu a súčiniteľa c_d , ktorý sa nazýva aj dynamický súčiniteľ a berie do úvahy zvýšenie zaťaženia od kmitania spôsobeného turbulenciou v rezonancií s konštrukciou.

Výraz (4.6) môžeme použiť len v prípade pokiaľ konštrukcia odpovedá požiadavkám uvedených v [7]. V tejto norme nájdeme aj podrobný postup výpočtu.

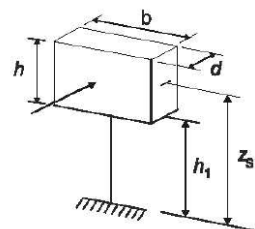
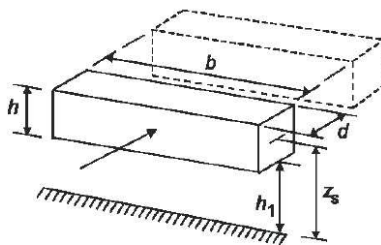
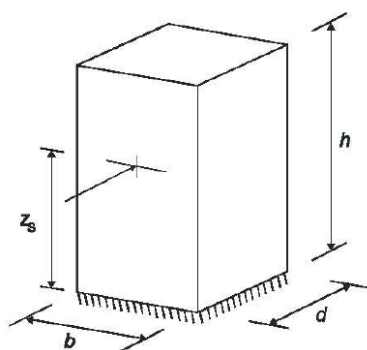
Pre lepšie vystihnutie odozvy konštrukcie projektant výpočet rozdelil na dve časti.

- výpočet vertikálne pôsobiacej konštrukcie Obr. 4.11 a)
- výpočet bodovo pôsobiaceho stavebného objektu, Obr. 4.11 c)

a) vertikálna konštrukcia, ako jsou pozemní stavby apod.

b) vodorovně orientované stavební konstrukce, jako jsou nosníky apod.

c) bodově působící stavební objekty, jako jsou informační tabule apod.



POZNÁMKA Omezení jsou uvedena také v 1.1(2).

$$z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{\min}$$

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

Obr. 4.11: Stanovenie referenčnej výšky

Pre konštrukcie do určitých rozmerových obmedzení môžeme hodnotu súčiniteľa konštrukcie $c_s c_d$ určiť rovnú 1,0. Pre stavby nespĺňujúce tieto obmedzenia je nutné súčiniteľ určiť podľa postupu uvedeného v tejto kapitole.

4.4.1.1 Výpočet uvažovaný na vertikálnu konštrukciu

$$c_s \ c_d = 1,043$$

$$c_s = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \times 3,891 \times 0,247 \times \sqrt{0,61}}{1 + 7 \times 0,247} = 0,920$$

$$c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2}} = \frac{1 + 2 \times 3,891 \times 0,247 \times \sqrt{0,61 + 0,14}}{1 + 7 \times 0,247 \times \sqrt{0,61}} = 1,134$$

z_s referenčná výška pre stanovenie súčiniteľa; $z_s = 17,13$ m;

k_p súčiniteľ maximálnej hodnoty, definovaný ako pomer maximálnej fluktuačnej zložky a jej smer. odchýlky; $k_p = 3,891$;

B^2 súčiniteľ odozvy pozadia, ktorý berie do úvahy nedostatok úplnej korelácie tlakov na povrch konštrukcie; $B^2 = 0,617$;

R^2 rezonančná časť odozvy, ktorá berie do úvahy turbulenciu v rezonanciách s tvarom kmitania; $R^2 = 0,140$;

$I_v(z_s)$ intenzita turbulencie vetra v referenčnej výške; $I_v(z_s) = 0,247$;

Súčiniteľ odozvy pozadia B^2

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{b + h}{L_z}\right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{1,2 + 28,55}{53,73}\right)^{0,63}} = 0,617$$

b šírka konštrukcie; $b = 1,2$ m;

h výška konštrukcie; $h = 28,55$ m;

$L_{(z)}$ merítko dĺžky turbulencie v referenčnej výške, ktoré predstavuje priemernú veľkosť nárazu vetra v prírode; $L_{(z)} = 53,73$ m;

Mierka dĺžky turbulencie $L_{(z)}$

$$L(z_s) = L_t \times \left(\frac{z_s}{z_t}\right)^\alpha = 300 \times \left(\frac{28,55}{200}\right)^{0,699} = 53,733 \text{ m}$$

$$\alpha = 0,76 + 0,05 \times \ln(z_0) = 0,76 + 0,05 \times \ln(0,3) = 0,699$$

z_t 200 m; hodnota uvedená v norme

L_t 300 m; hodnota uvedená v norme

Súčiniteľ maximálnej hodnoty k_p

$$k_p = \sqrt{2 \times \ln(v \times \tau)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(v \times \tau)}} = \sqrt{2 \times \ln(1,752 \times 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(1,752 \times 600)}}$$

$$k_p = 3,891$$

v frekvencia prechodu s kladnou odchýlkou; $v = 1,752$ Hz;

τ doba integrácie pre stanovenie str. rýchlosti vetru; $\tau = 600$ s;

Frekvencia prechodu s kladnou smernicou v

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 4,070 \times \sqrt{\frac{0,140}{0,617 + 0,140}} = 1,752 \text{ Hz}$$

$n_{1,x}$ základná hodnota vlastnej frekvencie konštrukcie; $n_{1,x} = 4,070$ Hz

Základná ohybová frekvencia kmitania $n_{1,x}$

$$n_{1,x} = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{g}{x_1}} = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{9,81}{0,015}} = 4,070 \text{ Hz}$$

g tiažové zrýchlenie; $g = 9,81$ m/s²;

x_1 maximálna výchylka od vlastnej tiaže ; $x_1 = 0,0058$ m

Je zrejmé že tento výraz nevyjadruje skutočnú ohybovú frekvenciu. Po uskutočnení ručného výpočtu tuhosti konštrukcie predpokladám nižšie hodnoty frekvencie. Preto konzervatívne navrhujem hodnotu výchylky 0,015 m, čím znížim ohybovú frekvenciu.

Rezonančná časť odozvy R^2

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times S_L(z_s, n_{1,x}) \times R_h(\eta_h) \times R_b(\eta_h) = \frac{\pi^2}{2 \times 0,049} \times 0,037 \times 0,056 \times 0,654 =$$

$$R^2 = 0,140$$

δ celkový logaritmickej dekrement útlmu; $\delta = 0,049$;

S_L výkonná spektrálna hustota v bezrozmernom tvare; $S_L = 0,037$;

R_h, R_b aerodynamická admitácia; $R_h = 0,056$; $R_b = 0,654$;

Výkonná spektrálna hustota S_L

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6,8 \times f_L(z_s, n_{1,x})}{(1 + 10,2 \times f_L(z_s, n_{1,x}))^{5/3}} = \frac{6,8 \times 6,973}{(1 + 10,2 \times 6,973)^{5/3}} = 0,0379$$

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = n_{1,x} \times \frac{L(z_s)}{v_m(z_s)} = 4,070 \times \frac{53,73}{31,364} = 6,973$$

$$v_m(z_s) \quad 31,364 \text{ m/s;}$$

Aerodynamická admitácia R_h, R_b

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) = \frac{1}{2 \times 17,043^2} \times (1 - e^{-2 \times 17,043}) = 0,056$$

$$\eta_h = 4,6 \times h / L(z_s) \times f_L(z_s, n_{1,x}) = 4,6 \times 28,55 / 53,73 \times 6,973 = 17,043$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \times \eta_b^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) = \frac{1}{2 \times 17,043^2} \times (1 - e^{-2 \times 17,043}) = 0,654$$

$$\eta_h = 4,6 \times b / L(z_s) \times f_L(z_s, n_{1,x}) = 4,6 \times 1,2 / 53,73 \times 6,973 = 0,716$$

$$b = 1,2 \text{ m;}$$

$$h = 28,55 \text{ m;}$$

Logaritmickeý dekrement útlmu δ

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,04 + 0,009 + 0 = 0,049$$

$$\delta_s = 0,04 \quad \text{logaritmickeý dekrement konštrukčného útlmu;}$$

$$\delta_d = 0,00 \quad \text{logaritmickeý dekrement útlmu (bez zvláštnych zariadení);}$$

$$\delta_a = 0,009 \quad \text{logaritmickeý dekrement aerodynamického útlmu ;}$$

Približné hodnoty logaritmickeého dekrementu konštrukčného útlmu v základnom tvare kmitania δ_s je možné nájsť v prílohe F normy [7]. Oceľové konštrukcie rozhl'adni však táto norma nezahrňuje. Je zrejmé že útlm konštrukcie bude závisieť na tuhosti spojov konštrukcie. Preto je možné predpokladať hodnotu útlmu posudzovanej konštrukcie niekde medzi hodnotami zváraných a skrutkovaných oceľových priehradových veží. Výsledný útlm konštrukcie je teda uvažovaný hodnotou $\delta_s = 0,04$.

$$\delta_a = c_f \times \rho \times b \times \frac{v_m(z_s)}{(2 \times n_{1,x} \times m_e)} = 0,954 \times 1,25 \times 1,2 \times \frac{31,366}{(2 \times 4,070 \times 570,05)} = 0,009$$

Ekvivalentná hmotnosť m_e

$$m_e = \frac{\int_0^l m(z) \times \Phi_1^2(z) \times d_z}{\int_0^l \Phi_1^2(z) \times d_z} = 570,05 \text{ kg/m}$$

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta = \left(\frac{28,55}{28,55}\right)^2 = 1$$

$m(z)$ priemerná hmotnosť v hornej tretine konštrukcie;

l výška konštrukcie;

Φ základný tvar kmitania; $\Phi = 1$;

ζ súčiniteľ pre veže a komíny; $\zeta = 2,0$;

Výpočet súčiniteľa c_f

Berie do úvahy tvar jednotlivých častí konštr. a obtekanie prúdu vetra okolo prvku.

$$c_f = c_{f,0} \times \Psi_\lambda = 1,232 \times 0,775 = 0,95 \rightarrow \text{konzervatívne } 1,0$$

$c_{f,0}$ súč. sily pre válce bez vplyvu prúdenia okolo voľných koncov;

Ψ_λ súčiniteľ koncového efektu;

Súčiniteľ sily $c_{f,0}$ pre kruhové válce

$$c_{f,0} = \frac{0,18 \times \log(10 \times \frac{k}{b})}{1 + 0,4 \times \log(\frac{Re}{10^6})} = \frac{0,18 \times \log(10 \times \frac{0,2}{1,2})}{1 + 0,4 \times \log(\frac{4,5 \times 10^6}{10^6})} = 1,232$$

$$Re = \frac{b \times v(z_e)}{\nu} = \frac{1,2 \times 56,24}{15 \times 10^{-6}} = 4,5 \times 10^6$$

$$v(z_e) = \sqrt{2 \times q_p(z) / \rho} = \sqrt{2 \times 1,977 / 1,25} = 56,24 \text{ m/s}$$

Re Reynoldsove číslo;

b priemer prierezu; $b = 1,2 \text{ m}$;

$v(z_e)$ stredná rýchlosť vetra definovaná podľa (4.2);

ν kinematická viskozita vzduchu; $\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;

$q_p(z)$ maximálny dynamický tlak vo výške z ; $q_p(z) = 1\,977 \text{ kg/m} \times \text{s}^2$;

ρ merná hmotnosť vzduchu; $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;

Súčiniteľ koncového efektu Ψ_λ

Štíhlosť je počítaná podľa tabuľky 7.16 uvedenej v spomínanej norme, a súčiniteľ Ψ_λ podľa obrázka 7.36 tej istej normy.

$$\lambda_{l=50} = 0,7 \times l/b = 0,7 \times 50/1,2 = 29,16$$

$$\lambda_{l=15} = l/b = 15/1,2 = 12,5$$

$$\lambda_{l=28,55} = 18,94 \text{ (interpolácia)}$$

Súčiniteľ plnosti konštrukcie je konzervatívne uvažovaný s hodnotou $\varphi = 1,0$.

$$\Psi_\lambda = 0,775$$

4.4.1.2 Výpočet uvažovaný na bodovo pôsobiaci stavebný objekt

$$c_s \ c_d = 0,945 \rightarrow \text{konzervatívne navrhujem } 1,0$$

$$c_s = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \times 3,703 \times 0,222 \times \sqrt{0,635}}{1 + 7 \times 0,222} = 0,904$$

$$c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2}} = \frac{1 + 2 \times 3,703 \times 0,222 \times \sqrt{0,635 + 0,029}}{1 + 7 \times 0,222 \times \sqrt{0,635}}$$

$$c_d = 1,044$$

z_s referenčná výška; $z_s = 26,875 \text{ m}$;

k_p súčiniteľ maximálnej hodnoty; $k_p = 3,703$;

B^2 súčiniteľ odozvy pozadia; $B^2 = 0,635$;

R^2 rezonančná časť odozvy; $R^2 = 0,029$;

$I_v(z_s)$ turbulencia vetra v referenčnej výške; $I_v(z_s) = 0,222$;

Súčiniteľ odozvy pozadia B^2

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{b+h}{L_z}\right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{7,5 + 28,55}{73,641}\right)^{0,63}} = 0,635$$

b	šírka konštrukcie; $b = 7,5$ m;
h	výška konštrukcie; $h = 28,55$ m;
$L_{(z)}$	miera dĺžky turbulencie v referenčnej výške; $L_{(z)} = 73,641$ m;

Mierka dĺžky turbulencie $L_{(z)}$

$$L(z_s) = L_t \times \left(\frac{z_s}{z_t}\right)^\alpha = 300 \times \left(\frac{26,875}{200}\right)^{0,699} = 73,641 \text{ m}$$

$$\alpha = 0,76 + 0,05 \times \ln(z_0) = 0,76 + 0,05 \times \ln(0,3) = 0,699$$

z_t 200 m; hodnota uvedená v norme

L_t 300 m; hodnota uvedená v norme

Súčiniteľ maximálnej hodnoty k_p

$$k_p = \sqrt{2 \times \ln(v \times \tau)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(v \times \tau)}} = \sqrt{2 \times \ln(0,857 \times 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(0,857 \times 600)}}$$

$$k_p = 3,703$$

v frekvencia prechodu s kladnou odchýlkou; $v = 0,857$ Hz;

τ doba integrácie; $\tau = 600$ s;

Frekvencia prechodu s kladnou smernicou v

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 4,070 \times \sqrt{\frac{0,029}{0,635 + 0,029}} = 0,857 \text{ Hz}$$

$n_{1,x}$ základná hodnota vlastnej frekvencie konštrukcie; $n_{1,x} = 4,070$ Hz

Základná frekvencia $n_{1,x}$

$$n_{1,x} = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{g}{x_1}} = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{9,81}{0,015}} = 4,070 \text{ Hz}$$

g tiažové zrýchlenie; $g = 9,81$ m/s²;

x_1 maximálna výchylka od vlastnej tiaže ; $x_1 = 0,015$ m

Rezonančná časť odozvy R^2

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times S_L(z_s, n_{1,x}) \times R_h(\eta_h) \times R_b(\eta_b) = \frac{\pi^2}{2 \times 0,076} \times 0,033 \times 0,063 \times 0,217 =$$

$$R^2 = 0,029$$

δ celkový logaritmický dekrement útlmu; $\delta = 0,076$;

S_L výkonná spektrálna hustota; $S_L = 0,033$;

R_h, R_b aerodynamická admitácia; $R_h = 0,063$; $R_b = 0,217$;

Výkonná spektrálna hustota S_L

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6,8 \times f_L(z_s, n_{1,x})}{(1 + 10,2 \times f_L(z_s, n_{1,x}))^{5/3}} = \frac{6,8 \times 8,599}{(1 + 10,2 \times 8,599)^{5/3}} = 0,033$$

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = n_{1,x} \times \frac{L(z_s)}{v_m(z_s)} = 4,070 \times \frac{73,641}{34,856} = 8,599$$

$v_m(z_s)$ 34,856 m/s;

Aerodynamická admitácia R_h, R_b

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) = \frac{1}{15,336} - \frac{1}{2 \times 15,336^2} \times (1 - e^{-2 \times 15,336}) = 0,063$$

$$\eta_h = 4,6 \times h / L(z_s) \times f_L(z_s, n_{1,x}) = 4,6 \times 28,55 / 73,641 \times 8,599 = 15,336$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \times \eta_b^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) = \frac{1}{4,029} - \frac{1}{2 \times 4,029^2} \times (1 - e^{-2 \times 4,029}) = 0,217$$

$$\eta_b = 4,6 \times b / L(z_s) \times f_L(z_s, n_{1,x}) = 4,6 \times 7,5 / 73,641 \times 8,599 = 4,029$$

$b = 7,5$ m;

$h = 28,55$ m;

Logaritmický dekrement útlmu δ

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,04 + 0,036 + 0 = 0,076$$

$$\delta_a = c_f \times \rho \times b \times \frac{v_m(z_s)}{(2 \times n_{1,x} \times m_e)} = 1,481 \times 1,25 \times 7,5 \times \frac{34,856}{(2 \times 4,070 \times 1645,63)}$$

$$\delta_a = 0,036$$

$\delta_s = 0,04$ (pre kotvené oceľové komíny bez murovacích prvkov)

$\delta_d = 0,00$ (bez zvláštnych zariadení)

Ekvivalentná hmotnosť m_e

$$m_e = \frac{\int_0^l m(z) \times \Phi_1^2(z) \times d_z}{\int_0^l \Phi_1^2(z) \times d_z} = 1645,63 \text{ kg/m}$$

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta = \left(\frac{28,55}{28,55}\right)^2 = 1$$

$m(z)$ priemerná hmotnosť v hornej tretine konštrukcie;

l výška konštrukcie;

Φ základný tvar kmitania; $\Phi = 1$;

ζ súčiniteľ pre veže a komíny; $\zeta = 2,0$;

Výpočet súčiniteľa c_f

Určený podľa nasledujúceho vzťahu pre výpočet priehradových konštrukcií a lešení. Berie do úvahy tvar jednotlivých častí konštrukcie a obtekanie prúdu vetra okolo prvku.

$$c_f = c_{f,0} \times \Psi_\lambda = 1,61 \times 0,920 = 1,481$$

$c_{f,0}$ súčiniteľ pre rovinnú a priestorovú priehradovú konštrukciu ;
s prútmi s kruhovým prierezom;

Ψ_λ súčiniteľ koncového efektu;

Súčiniteľ sily $c_{f,0}$ pre priehradové konštrukcie

Určený z grafu pre rovinnú priehradovú konštrukciu s prútmi kruhového prierezu.

$$c_{f,0} = 1,61$$

$$Re = \frac{b \times v(z_e)}{\nu} = \frac{1,2 \times 56,24}{15 \times 10^{-6}} = 4,5 \times 10^6$$

$$v(z_e) = \sqrt{2 \times q_p(z) / \rho} = \sqrt{2 \times 1,977 / 1,25} = 56,24 \text{ m/s}$$

Re Reynoldsove číslo;

b priemer prierezu; $b = 1,2 \text{ m}$;

$v(z_e)$ stredná rýchlosť vetra definovaná podľa (4.2);

ν	kinematická viskozita vzduchu; $\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
$q_p(z)$	maximálny dynamický tlak vo výške z ; $q_p(z) = 1\,977 \text{ kg/m} \times \text{s}^2$
ρ	merná hmotnosť vzduchu; $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Súčiniteľ koncového efektu Ψ_λ

$$\Psi_\lambda = 0,920$$

Efektívna štíhlosť pre priehradové konštrukcie určená podľa tabuľky 7.16 uvedenej v [7] a súčiniteľ Ψ_λ podľa obrázka 7.36 tej istej normy.

$$\lambda_{l=15} = 2 \times l/b = 2 \times 15/3,1 = 9,67$$

$$\lambda_{l=0} = 2 \times l/b = 0/3,1 = 0$$

$$\lambda_{l=7,5} = 4,84 \text{ (interpolácia)}$$

Súčiniteľ plnosti konštrukcie :

$$\phi = \frac{A}{A_c} = \frac{9,65}{23,56} = 0,410$$

A súčet priemetov plôch prvkov;

A_c celková plocha obálky;

4.4.2 Výsledné sily a ich rozloženie na konštrukcií

Výsledné sily sú modelované ako spojité zaťaženia a ich účinok je spočítaný podľa výrazu (4.7).

$$w_{(z)} = c_s c_d \times c_f \times b(h) \times q_p(z) \quad (4.7)$$

$c_s c_d$ súčiniteľ konštrukcie;

c_f súčiniteľ sily pre konštrukcie/nosné prvky;

$b(h)$ zaťažovacia šírka (výška);

$q_p(z)$ maximálny dynamický tlak pre danú výšku;

Tab. 4.11: Súčinitele zaťaženia vetrom

Vertikálna konštrukcia		Bodovo pôsobiaca konštrukcia	
$c_s c_d$	1,043	$c_s c_d$	1
c_f	1	c_f	1,481

Tab. 4.12: Výsledné zaťaženie na nosný stĺp

z	$q_p(z)$	b	$c_s c_d$	c_f	$w_{(z)}$
[m]	[kN/m ²]	[m]	[-]	[-]	[kN/m]
3	1,037	1,2	1,043	1,000	1,298
6	1,125	1,2	1,043	1,000	1,408
9	1,329	1,2	1,043	1,000	1,663
12	1,482	1,2	1,043	1,000	1,854
15	1,604	1,2	1,043	1,000	2,007
18	1,707	1,2	1,043	1,000	2,136
21	1,796	1,2	1,043	1,000	2,247
24	1,874	1,2	1,043	1,000	2,345
25,2	1,903	1,2	1,043	1,000	2,381
25,5	1,910	1,2	1,043	1,000	2,390
26,875	1,942	1,2	1,043	1,000	2,429
27	1,945	1,2	1,043	1,000	2,433
28,5	1,977	1,2	1,043	1,000	2,474

Tab. 4.13: Výsledné zaťaženia na tiahlá

z	$q_p(z)$	b	$c_s c_d$	c_f	$w_{(z)}$
[m]	[kN/m ²]	[m]	[-]	[-]	[kN/m]
26,875	1,942	0,051	1	1,482	0,147

Tab. 4.14: Výsledné zaťaženie na spodnú ochodzu

z	$q_p(z)$	h	$c_s c_d$	c_f	$w_{(z)}$
[m]	[kN/m ²]	[m]	[-]	[-]	[kN/m]
25,2	1,903	0,33	1	1,482	0,930

Tab. 4.15: Výsledné zaťaženie na vrchnú ochodzu

z	$q_p(z)$	h	$c_s c_d$	c_f	$w_{(z)}$
[m]	[kN/m ²]	[m]	[-]	[-]	[kN/m]
28,5	1,977	0,3	1	1,482	0,879

4.4.3 Zaťaženie vetrom na konštrukciu strechy

Keďže strecha konštrukcie nemá trvalé steny, je nutné zaťaženie vetrom na strešnú konštrukciu uvažovať podľa [7], ako zaťaženie na prístrešok. Veľkosť zaťaženia závisí na stupni uzatvorenia prierezu konštrukcie φ , tvare a geometrii strechy a veľkosti súčiniteľa celkovej sily „ c_f “. Stupeň uzatvorenia prierezu závisí na plnosti plochy predstavujúcej prekážku v prúde vetra pod konštrukciou strechy. Celkový súčiniteľ sily „ c_f “ vyjadruje výslednú silu.

Norma [7] uvádza výpočet iba pre pultovú a sedlovú strechu. Projektant postupoval podľa strechy sedlového typu, kde upravil geometriu strechy aby odpovedala reálnemu stavu. Navyše pri výpočte strechy sedlového typu je nutné vytvoriť zaťažovacie stavy pre pôsobenie vetra na celú strechu alebo striedavo na polovičnú časť strechy.

Výsledná sila od vetra je vyjadrená vektorovým súčtom síl $F_{w,e}$ a $F_{w,i}$.

Vonkajšie sily:

$$w_{(z)} = c_s c_d \times c_f \times b(h) \times q_p(z) \quad (4.8)$$

$$w_e = q_p \times c_{p,e} \quad (4.9)$$

Vnútorne sily:

$$F_{w,i} = c_s c_d \times w_i \times A_{ref} \quad (4.10)$$

$$w_i = q_p \times c_{p,i} \quad (4.11)$$

$c_s c_d$ súčiniteľ konštrukcie; $c_s c_d = 1,0$;

w_e vonkajší tlak na povrch;

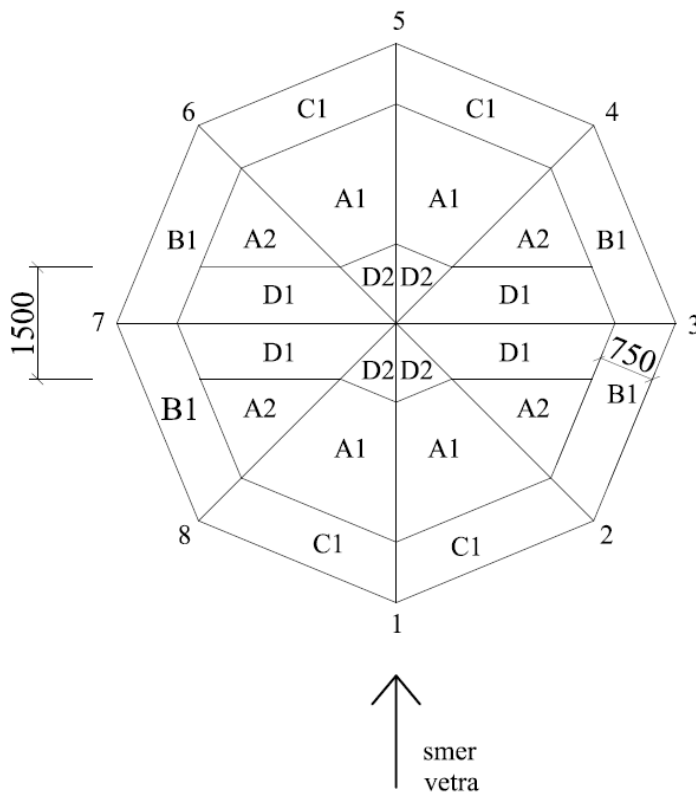
w_i vnútorný tlak na povrch;

A_{ref} referenčná plocha povrchu;

q_p maximálny dynamický tlak vo výške strechy; $q_p=1977,16 \text{ kg/ms}^2$

c_{re} súčiniteľ vonkajšieho tlaku;

c_{pi} súčiniteľ vnútorného tlaku;



Obr. 4.12: Zatiažovacie oblasti strechy

$$d = b = 7500 \text{ mm}$$

$$d/10 = 750 \text{ mm}$$

$$d/5 = 1500 \text{ mm}$$

Súčiniteľ plnsti ϕ

$$\phi = \frac{A}{A_c} = \frac{9,65}{23,56} = 0,410$$

A súčet priemetov plôch prvkov;

A_c celková plocha plochy;

Súčiniteľ celkovej sily „ c_f “ a súčiniteľ výsledného tlaku „ $c_{p,net}$ “

Tab. 4.16: Výsledné hodnoty súčiniteľov tlaku a sily

	Oblasť A		Oblasť B		Oblasť C		Oblasť D	
$c_{p,net}$	0,70	-0,95	1,80	-1,71	1,40	-1,56	0,40	-1,56
c_f	0,40	-0,95	0,40	-0,95	0,40	-0,95	0,40	-0,95

Z Obr. 4.12 je jasné, že stačí určiť účinok zaťaženia na prvé 3 nosníky. Zaťaženie zvyšných nosníkov je symetrické teda, zaťaženie bude pôsobiť rovnakou mierou.

Tab. 4.17: Rozloženie zaťaženia na nosníky

Nosník č. 1								
C1	1,92	0,812	-3092,28	2768,03	-5934,09	5311,85	-622,24	-0,77
A1	2,65	1,877	-1870,40	1384,01	-4964,03	3673,17	-1290,86	-0,69
D2	0,40	1,061	-3092,28	790,87	-1227,64	313,97	-913,66	-0,86

Nosník č. 2								
C1/B1	1,92	0,812	-3231,67	3163,46	-6201,58	6070,68	-130,90	-0,16
A1/A2	2,46	1,877	-1870,40	1384,01	-4591,82	3397,75	-1194,07	-0,64
D1/D2	0,60	1,061	-3092,28	790,87	-1843,00	471,36	-1371,64	-1,29

Nosník č. 3								
D1/A2	3,05	2,938	-3092,28	790,87	-9437,65	2413,72	-7023,93	-2,39
B1	1,92	0,812	-3371,06	3558,89	-6469,07	6829,52	360,45	0,44

4.4.4 Aeroelastická odozva konštrukcie

Odozva konštrukcie v smere vetra je zohľadnená dynamickým súčiniteľom c_d , stanoveným podľa normy v predchádzajúcej podkapitole. Odozva kolmo na smer vetra však doteraz nebola spomenutá. Táto odozva je definovaná ako odtrhávajúce vírov a aeroelastická nestabilita konštrukcie. Podľa [7] nastane budenie odtrhávaním vírov vtedy, keď sa začnú odtrhávať striedavo na opačných koncoch konštrukcie. Toto budenie zvyšuje fluktuálne zaťaženie kolmo na smer vetra. V prípade že frekvencia odtrhávania vírov je rovnaká, alebo podobná ako niektorá z vlastných frekvencií konštrukcie môže sa malé zaťaženie vzniknuté oddelením každého víru zväčšiť rezonančným účinkom a môže nastať kmitanie konštrukcie. Je jasné že voľne stojace oceľové konštrukcie ktoré majú veľmi malé tlmenie budú na tieto kmity náchylné. Podmienka vzniku rezonancie môže byť splnená, pokiaľ je kritická rýchlosť menšia alebo rovná 1,25 násobku charakteristickej rýchlosti vetra. Kritické rýchlosti sú časté rýchlosti čo naznačuje, že únava konštrukcie môže byť významná. Výpočet únavy konštrukcie však nie je predmetom mojej práce. Odtrhávajúce vírov je zložené zo širokopásmovej odozvy a úzkopásmovej odozvy. Pre ľahké oceľové konštrukcie ako je počítaná rozhládňa je najdôležitejšia úzkopásmová odozva.

Kritéria pre vznik odtrhávania vírov

- 1) Účinok odtrhávania vírov nie je nutné zisťovať pokiaľ je pomer najväčšieho a najmenšieho priečneho rozmeru konštrukcie v rovine kolmej k smeru vetra menší ako 6.

$$h/b < 6$$

$$28,55/1,2 = 23,79 < 6 \rightarrow \text{podmienka nie je splnená}$$

- 2) Účinok odtrhávania vírov nemusí byť riešený pokiaľ

$$v_{crit,i} > 1,25 \times v_m$$

$$v_{crit,i} > 1,25 \times 34,86 = 43,56 \rightarrow \text{podmienka nie je splnená}$$

$v_{crit,i}$ kritická rýchlosť vetra pre i-ty tvar; $v_{crit,i} = 7,938$

v_m charakteristická 10 – minútová stredná rýchlosť vetra;

Kritická rýchlosť vetra

Kritická rýchlosť vetra pre i -tý ohybový tvar kmitania je rýchlosť, pri ktorej je frekvencia odtrhávania vírov rovná vlastnej frekvencii konštrukcie. Pri tejto rýchlosti teda môže dôjsť k rezonancii konštrukcie.

$$v_{crit,i} = \frac{b \times n_{i,y}}{St} = \frac{1,2 \times 1,1907}{0,18} = 7,938 \text{ m/s}$$

b referenčná šírka prierezu, vonkajší priemer kruhového válca;

$n_{i,y}$ vlastná frekvencia uvažovaného i -teho ohybového tvaru kmitania (modálna analýza); $n_{1,y} = 1,1907 \text{ Hz}$;

St Strouhalové číslo; $St = 0,18$;

Keďže ani jedna z podmienok nebola splnená je nutné stanoviť účinok zaťaženia od odtrhávania vírov na konštrukcii. V rámci tejto práce nie je určená aeroelastická odozva na všetky prúty konštrukcie ale zjednodušene iba na hlavný nosný prvok konštrukcie. Prírastok odozvy konštrukcie od odtrhávania vírov za pôsobenia rezonancie je určený podľa vzorca (4.12), kde je nutné dopočítať maximálnu výchylku konštrukcie, kolmo na smer vetra. Norma uvádza 2 spôsoby ako túto výchylku dopočítať. Keďže metóda číslo 2 vylučuje výpočet konštrukcií s nerovnomerným rozdelením priečných rozmerov pozdĺž hlavnej osy konštrukcie je voľba výpočtu jednoznačná. Najväčšia výchylka je spočítaná pomocou výrazu (4.13).

$$F_w(z) = m(z) \times (2\pi \times n_{i,y})^2 \times \Phi_{i,y}(z) \times y_{F,max} \quad (4.12)$$

$$F_w(z) = 1645,63 \times (2\pi \times 1,191)^2 \times 11,98 \times 10^{-3} = 1,102 \text{ kN/m}$$

Výsledná hodnota zotrvačnej sily $F_w(z)$ je teda zahrnutá vo výpočte ako spojité zaťaženie pôsobiace na dĺžke L_j prútu kolmo na smer pôsobiaceho vetra a jej účinok vyjadruje odtrhávanie vírov pri rezonancii konštrukcie. Rezonancia nastane pri rýchlosti vetra $7,938 \text{ m/s}$.

$m(z)$ kmitajúca hmotnosť konštrukcie na jednotku dĺžky;

$$m(z) = 1645,63 \text{ kg/m};$$

$n_{i,y}$ vlastná frekvencia konštrukcie (mod.analýza); $n_{i,y} = 1,1907 \text{ Hz}$

$\Phi_{i,y}(z)$ tvar kmitu konštrukcie normovaný na jednotku; $\Phi_{i,y}(z) = 1$

$$y_{F,max} \quad \text{maximálna výchylka v závislosti na čase v bode kde } \Phi_{i,y}(z) = 1;$$

$$\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{St^2} \times \frac{1}{Sc} \times K \times Kw \times c_{iat} \quad (4.13)$$

$$\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{018^2} \times \frac{1}{73,14} \times 0,13 \times 0,582 \times 0,25 = 9,98 \times 10^{-3}$$

$$y_{F,max} = 11,98 \text{ mm}$$

Sc	Scrutonové číslo; Sc = 73,14;
Kw	súčiniteľ účinnej korelačnej dĺžky; Kw = 0,582;
K	súčiniteľ vlastného tvaru kmitania; K = 0,13;
c _{iat}	súčiniteľ priečnej sily; c _{iat} = 0,25;

Keďže výpočet týchto súčiniteľov je vcelku časovo náročný norma udáva pre niektoré jednoduché konštrukcie kmitajúce v základnom tvare kmitania kolmo na smer vetra približné hodnoty súčiniteľov Kw a K. Tie sú v tabuľke E.5 normy [7].

$$S_c = \frac{2 \times \delta_s \times m_{i,e}}{\rho \times b^2} = \frac{2 \times 0,04 \times 1645,63}{1,25 \times 1,2^2} = 73,14$$

$$K_w = 3 \times \frac{L_j/b}{\lambda} \times \left(1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \times \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right)$$

$$K_w = 3 \times \frac{7,2/1,2}{23,79} \times \left(1 - \frac{7,2/1,2}{23,79} + \frac{1}{3} \times \left(\frac{7,2/1,2}{23,79} \right)^2 \right) = 0,582$$

L _j	korelačná dĺžka pre 1. tvar kmitania; L _j = 7,2 m
λ	pomer l/b = 28,55/1,2 = 23,79
b	priemer konzoly; b = 1,2 m

Korelačná dĺžka vyjadruje náhodnosť dopadu vetra na konštrukciu. Táto náhodnosť znamená, že náraz zaťaženia nedopadne na celú plochu súčasne ale v rôznych miestach a rôznych okamihoch, čiže nekorelované. Korelačná dĺžka je vyjadrená ako funkcia amplitúdy kmitania podľa Tab. 4.18.

Tab. 4.18: Účinná korelačná dĺžka ako funkcia amplitúdy kmitania

$y_F(s_j)/b$	L_j/b
$< 0,1$	6
0,1 až 0,6	$4,8 + 12 \cdot \frac{y_F(s_j)}{b}$
$> 0,6$	12

$$L_j = 6 \times b = 6 \times 1,2 = 7,2 \text{ m}$$

Poznámka:

Účinok zaťažovacieho stavu kombinácie zaťaženia vetrom pri pôsobení kritickej rýchlosti vetra a aeroelastickej odozvy konštrukcie je menší ako zaťažovací stav pôsobiaceho vetra pri strednej rýchlosti vetra. Preto vo výpočte nie je zahrnutý zaťažovací stav ktorý uvažuje vplyv aeroelasticity. Návrh na stranu bezpečnú.

4.5 Zaťaženie námrazou

Výpočet zaťaženia námrazou nie je predmetom mojej bakalárskej práce avšak keďže časť mojej práce je zameraná na dynamické odozvy konštrukcie je nutné zmieniť sa o možných dôsledkoch tohto zaťaženia. Vplyvom námrazy na konštrukciu dochádza k zväčšeniu zaťaženia na konštrukciu (teda hmotnosti konštrukcie ktorá má v prípade posudzovanej konštrukcie vplyv na normálovú silu v hlavnom nosnom prvku), ale aj k zväčšeniu plochy vystavenej zaťaženiu (napr. vietor) a tým zvýšenie hlavne ohybových momentov pôsobiach na nosný prvok. Spomenuté účinky boli statického charakteru. Je však nutné spomenúť dôsledok na dynamickú odozvu konštrukcie. Je jasné, že ak je konštrukcia zasiahnutá výraznou námrazou jej vlastná frekvencia bude klesať čo ma za následok nepohodu užívania konštrukcie. Obalenie profilov námrazou však môže spôsobiť aj odtrhávajúce vírov a tým kmitanie v smere kolmom na smer vetra.

Podľa [11] môžu vzniknúť 2 typy námrazy. Námraza zmrznutím zrážok (ľadovica) alebo námraza z oblačnosti. Typy námrazy závisia na meteorologických podmienok, zatiaľ čo tvary námrazy sú závislé od množstve námrazy alebo tvare a orientácií objektu na ktorý námraza pôsobí. Pre vyjadrenie námrazy sa teda zavádzajú triedy IC. Trieda ICR sa zavádza pre námrazu z oblačnosti a trieda ICG pre ľadovicu.

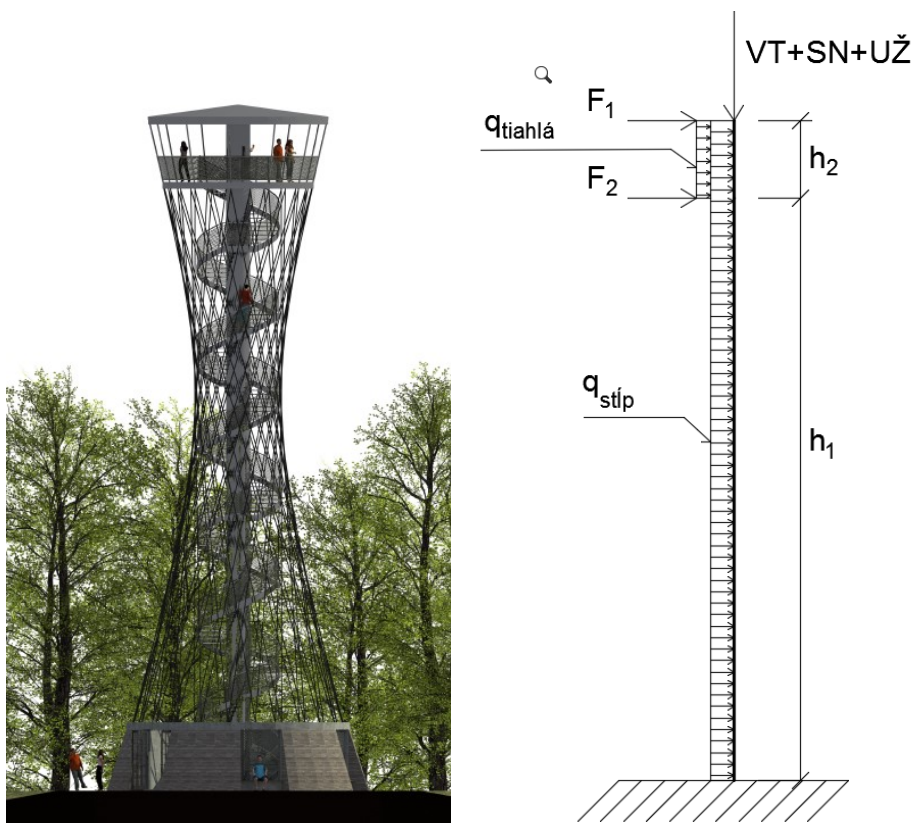
5. PREDBEŽNÝ NÁVRH HLAVNÝCH NOSNÝCH PRVKOV NA JEDNODUCHÝCH MODELOCH

Pre každého statika je dôležité vedieť, že vytvorený numerický výpočtový model funguje správne. Preto je ešte aj dnes nutné kontrolovať správnosť numerického modelovania. Pri zložitých 3D modeloch sa môže ľahko stať chyba, napríklad vložením zlého druhu podpory, zlého definovania tuhosti konštrukcie alebo chybného definovania spoja, kde namiesto tuhého spoja ktorý prenáša ohybové momenty použijeme klbový alebo naopak. Výskyt podobnej chyby má za následok zmenu statického pôsobenia konštrukcie a teda aj zmenu vnútorných síl a momentov, ktoré na posudzované prvky pôsobia. Ako narastá počet prútov a tým aj zložitost' modelu tým sa zvyšuje možnosť výskytu chyby zapríčinennej projektantom. Preto je dobré funkčnosť modelu kontrolovať ručným výpočtom na zjednodušených modeloch.

Keďže v ďalších kapitolách sa bude autor zaoberať optimalizáciou sily ktorou bude konštrukcia predpätá, overenie modelu je riešené bez zahrnutia predpätých lán a tým pádom bez vnesenia dodatočného napätia do konštrukcie. V nasledujúcich ručných výpočtoch sú spočítané predpokladané vnútorné sily a momenty pôsobiace na lineárne spočítanú konštrukciu, ktoré budú porovnané s hodnotami spočítanými programom Scia Engineer. Približná zhoda výsledkov zaručuje správnosť výpočtového modelu. Navrhnuté profily sú teda prebraté z [3] a sú uvedené v kapitole 5.1. Porovnanie ručného výpočtu a lineárneho výpočtu z konečného 3D modelu je uvedené na kapitole 6.4.

Ručný výpočet namáhania nosného stĺpu konštrukcie

Zjednodušene uvažujem ako konzolu zaťaženú osovo vlastnou tiažou (VT), snehom (SN) a úžitkovým zaťažením (UŽ). V priečnom smere je zaťaženie vetrom spočítané na plochu nosnej rúry $q_{stĺp}$, vietor na tiahlá držiace vyhlíadku $q_{tiahlá}$ ktoré zaťažujú model spojitým zaťažením. Posledné dve zložky zaťaženia sú sily F_1 a F_2 ktoré vyjadrujú silu pôsobiacu na hornú a dolnú ochodzu vyhlíadky.



Obr. 5.1: Zjednodušený model nosného prvku[2]

Zaťaženia pôsobiace na nosný prvok					
Druh	g_k [kN/m ²]	A [m ²]	n [ks]	γ [-]	G_d [kN]
Vlastná tiaž	všetky prvky konštrukcie			1,35	382,70
Sneh	1,28	44,18	-	1,5	84,83
Užité - vyhliadka	5,0	30,8	-	1,5	231,13
Užité - schodisko (stupne)	5,0	0,3	136	1,5	281,52
Užité - schodisko (podesty)	5,0	1,7	8	1,5	102,54
					1082,71

	q_k [kN/m ²]	h [m]	Zať. dĺžka [m]	γ [-]	Q_d [kN]
Vietor F1	2,93	0,30	11,78	1,5	15,53
Vietor F2	2,82	0,33	9,88	1,5	13,79

	q_k [kN/m ²]	b [m]	n [ks]	γ [-]	q_d [kN/m]
Vietor q_{stip}	1,94	1,2	-	1,5	3,49
Vietor q_{tiahla}	1,94	0,051	21	1,5	3,12

$$N_{Ed} = VT + SN + UZ \quad (5.1)$$

$$N_{Ed} = 382,7 + 84,83 + (231,13 + 281,52 + 102,54) = -1082,71 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = F_2 \times h_1 + F_1 \times (h_1 + h_2) + q_{stlíp} \times \frac{(h_1 + h_2)}{2} + q_{tiahlá} \times h_2 \times \frac{(h_1 + h_2)}{2} \quad (5.2)$$

$$M_{Ed} = 13,8 \times 25,2 + 15,53 \times (25,2 + 3,31) + 3,49 \times \frac{(25,2 + 3,31)}{2} + 3,12 \times 3,31 \times \frac{(25,2 + 3,31)}{2} = 2516,70 \text{ kNm}$$

Ručný výpočet namáhania tiahiel spájajúcich strechu s plošinou

Predpokladám rovnomerné rozloženie zaťaženia po ploche vyhlíadky, ktoré následne vydelím počtom tiahiel, ktoré zaťaženie prenášajú. Zjednodušene uvažujem iba s osovou silou pôsobiace na tiahlá, ktoré sú namáhané vlastnou tiažou, tiažou nosníkov vyhlíadkovej plošiny ktoré nesú zábradlie a úžitkovými zaťažienami na plošine. Vo výpočte je G_d uvedená výsledná hodnota na jedno tiahlo od konkrétneho druhu zaťaženia.

Zaťaženia prenášané tiahkami					
Druh	g_k [kN/m]	Zaťažovacia výška [m]	γ [-]	G_d [kN]	
Vlastná tiaž RO 51×6,3	0,07	2,717	1,35	0,25	

	m_k [kg]	G_k [kN]	n [ks]	γ [-]	G_d [kN]
Tiaž nosníkov plošiny	1923 kg	19,23	21	1,35	1,24

	G_k [kN]	γ [-]	G_d [kN]
Zábradlie	0,2	1,35	0,27

	g_k [kN/m ²]	A [m ²]	n [ks]	γ [-]	G_d [kN]
Stále zaťaženia	0,375	30,8	21	1,5	0,83
Užitné - vyhládka	5,0	30,8	21	1,5	11,01

Predpokladaná výsledná normálová sila na jedno tiahlo teda je:

$$N = 0,25 + 1,24 + 0,27 + 0,83 + 11,01 = 13,6 \text{ kN}$$

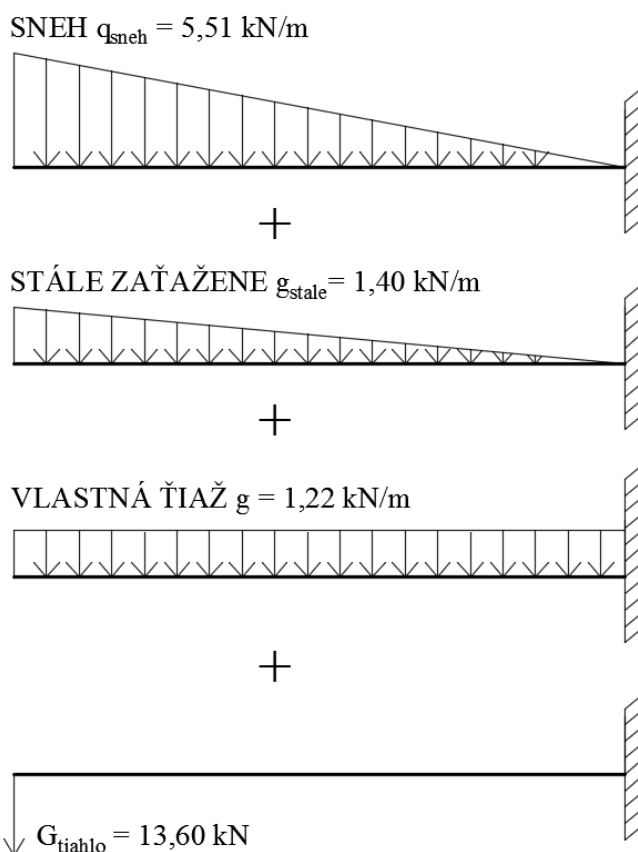
Ručný výpočet namáhania strešných nosníkov

Postup výpočtu ohybového momentu na strešný nosník zaťažený vlastnou tiažou snehom a silou ktorú preberá od tiahla je jasný z Obr. 5.2 kde sú výsledné zložky superponované.

Zaťaženia pôsobiace na strešný nosník				
Druh	g_k [kN/m ²]	Zaťažovacia šírka [m]	γ [-]	g_d [kN/m]
Sneh	1,28	2,87	1,5	5,51
Stále zaťaženia	0,325	2,87	1,5	1,40

	g_k [kN/m]	γ [-]	g_d [kN/m]
Vlastná tiaž IPE 500	0,907	1,35	1,22

Predpokladaná sila tiahle	$Q_d = 13,6 \text{ kN}$
---------------------------	-------------------------



Obr. 5.2: Zaťaženia pôsobiace na nosník strechy

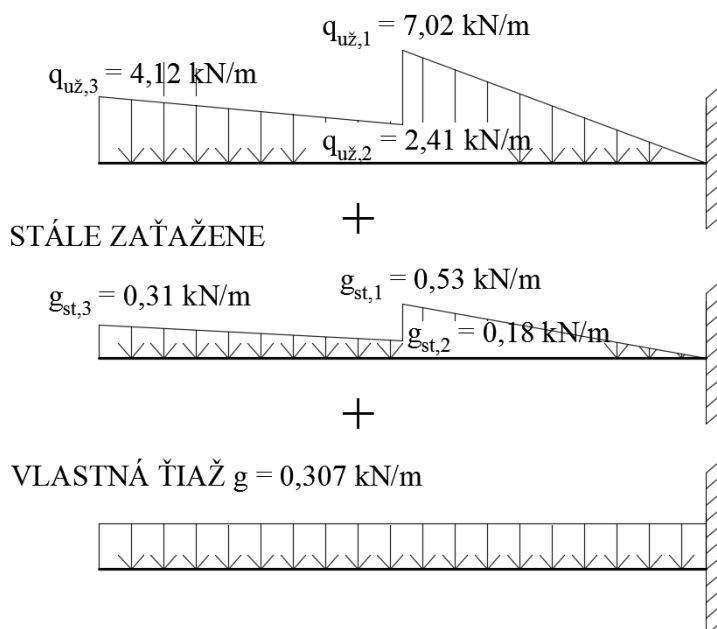
$$M_{Ed} = \frac{q_{sneh} \times l^2}{3} + \frac{g_{stale} \times l^2}{3} + \frac{g \times l^2}{2} + G_{taihlo} \times l \quad (5.3)$$

$$M_{Ed} = \frac{5,51 \times 3,75^2}{3} + \frac{1,4 \times 3,75^2}{3} + \frac{1,22 \times 3,75^2}{2} + 13,6 \times 3,75 = -91,97$$

Ručný výpočet namáhania nosníkov vyhlíadky

Tieto nosníky sú namáhané vlastnou tiažou, a úžitkovým zaťažením. Rozloženie zaťaženia po dĺžke týchto nosníkov vychádza z rozkladu zaťaženia a je jasné z Obr. 4.4 a Obr. 5.3. Jednotlivé zaťažovacie stavy sú superponované.

UŽITNÉ ZAŤAŽENIE



Obr. 5.3: Zaťaženia pôsobiace na nosníky podesty

Momenty pre úžitkové a stále zaťaženie sú spočítané podľa vzorca (5.4) a moment od vlastnej tiaže je spočítaný podľa (5.5). Výsledné namáhanie je súčtom momentov od jednotlivých stavov.

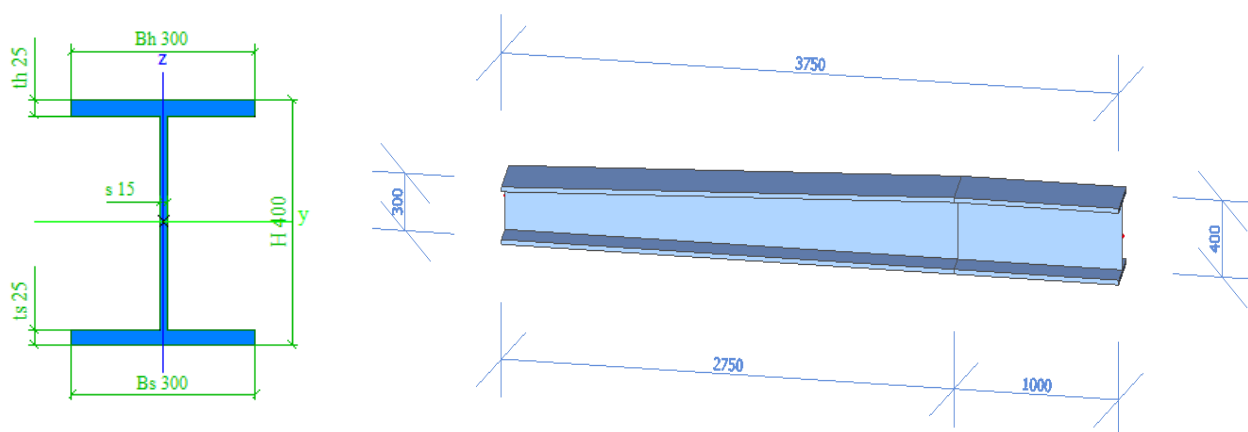
$$M_{Ed,uz,st} = \frac{q_1 \times l^2}{12} + \frac{g_2 \times l^2 \times 5}{24} + \frac{g_3 \times l^2 \times 3}{8} \quad (5.4)$$

$$M_{Ed,vlt} = \frac{g \times l^2}{2} \quad (5.5)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,uz} + M_{Ed,st} + M_{Ed,vlt} = -18,28 - 1,38 - 1,84 = -21,5 \text{ kN}$$

5.1 Navrhnuté prierezy prvkov konštrukcie

- | | |
|--|-------------|
| • (A) Nosná rúra | TR 1200×15 |
| • (B) Zváraný strešný nosník | obrázok 5.4 |
| • (C) Ochodza strechy | UPE 300 |
| • (D) Ochodza vyhliadkovej plošiny | UPE 330 |
| • (E) Výplet strechy | IPE 240 |
| • (F) Nosníky plošiny | IPE 240 |
| • (G) Vnútoraná ochodza plošiny | PL 150×10 |
| • (H) Výplet vyhliadkovej plošiny | IPE 80 |
| • (I) Tiahla medzi strechou a podestou | TR 51×6,3 |
| • (J) Predpäté laná | R 14 |



Obr. 5.4: Prierez zváraného nosníka

Alternatívne navrhujem prierez strešného nosníka HEA 450. Navrhnutý valcovaný prierez je ekonomickejší na druhej strane pri použití tohto prierezu bude komplikovanejšie uskutočniť spoj s U prierezom ochodzu strechy. Z vizuálneho hľadiska spoj nebude vyzeráť tak dobre ako pri použití zváraného nosníka ktorý po dĺžke znižuje svoj prierez. Výber prvku závisí na investorovi.

6. VÝPOČTOVÝ MODEL

6.1 Tvorba výpočtového modelu

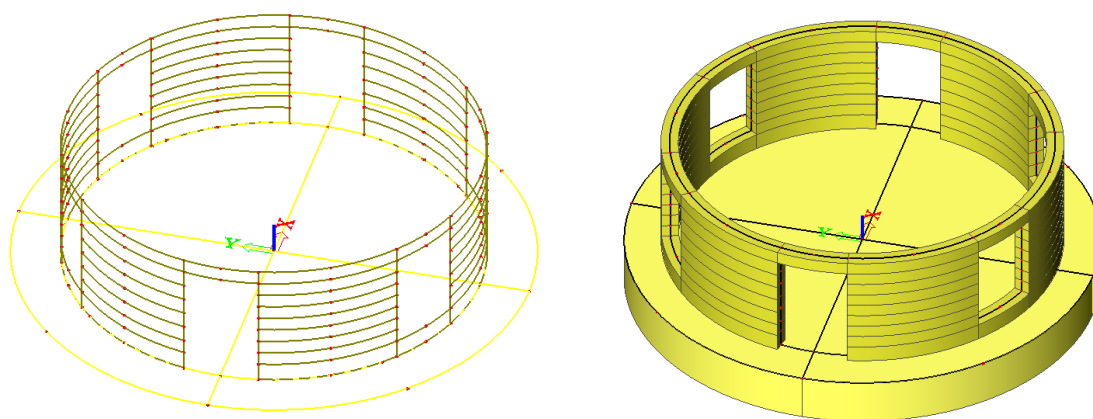
Základná geometria a prierezy prvkov pre tvorbu výpočtového modelu bola prevzatá z [3]. Keďže ide o zložitý trojrozmerný model, modelovanie pomocou modelára Scia Engineer by bolo časovo náročné. Preto bol vytvorený drôtový model v programe AutoCAD ktorý bol následne importovaný do Scia Engineer ako obecná konštrukcia XYZ. Bohužiaľ Scia nemá možnosť importovať prúty z AutoCADu podľa hladín, preto boli prútom po importovaní pridelené ich hladiny a prierezové charakteristiky (resp. import prútov prebiehal jednotlivo po vybraných hladinách). Správne definovanie prútov je pre model dôležité pretože program počíta s ich vlastnou tiažou a rovnako preto že počíta s ich tuhosťami.

Už vo fáze tvorby modelu je nutné uvažovať nad spojmi respektíve nad ich tuhosťami. Modely s kĺbovými spojmi neprenášajú ohybové momenty zato pri ich použití dostaneme do prútov najväčšie osové sily a poskytujú konštrukcii menšiu tuhosť a stabilitu. Na druhej strane čím je menšia tuhosť spojov tým je väčší logaritmický dekrement útlmu ktorý má veľký vplyv pre posudzovanie dynamickej odozvy konštrukcie. Ďalší aspekt nad ktorým je nutné uvažovať je voľba spojov ktoré zabezpečia bezproblémovú a jednoduchú fázu výstavby konštrukcie. V skratke voľba spojov v modeli musí odpovedať spojom v reálnej konštrukcii.

6.1.1 Spodná časť stavby

Základ rozhladne je navrhnutý zo železobetónu C25/30 hrúbky min. 1,2 m. Je modelovaný ako dosko-stena, takže model poskytuje potrebné výsledky pre jeho dimenzovanie a posudok. Podpora základu je namodelovaná pomocou pružného podložia, konkrétne pomocou Solinovho modelu. Jeho princíp vychádza z Winkrovho modelu avšak Solin počíta aj so šmykovou tuhosťou. Zjednodušene môžeme povedať, že ide o plošnú podporu nekonečným množstvom pružiniek ktorým je priradená tuhosť C. Táto tuhosť je vyjadrená na základe zadaného geologického profilu [1]. Vzájomné pôsobenie medzi podložíom a základom teda závisí na rozložení a veľkosti zaťaženia, geometrií základu a mechanických vlastnostiach zeminy.

Železobetónové nosné steny v pôdoryse 1.NP sú rovnako modelované zo železobetónu avšak akosti C30/37. Rovnako ako základ museli byť namodelované z dosko-stien, pretože Scia pri importe z AutoCADu nedokáže spracovať teleso. Stena je teda načítaná iba ako obecné teleso, ktoré Scia chápe ako konštrukčný model. Spôsobenie týchto stien je potrebné pre vyjadrenie napätia od predopnutých lán, ktoré je nutné zo stenami v modely prepojiť. Rovnako je nutné zabezpečiť spojenie a spoločné pôsobenie základu zo stenami. V tomto modeli je spojenie zabezpečené pomocou rozdelenia základu na 8 častí ktorých entity sa pretínajú s entitami stien namodelovaných nad nimi. Otvory v stenách boli vytvorené vynechaním entít pri ich kopírovaní nad seba.



Obr. 6.1: Model spodnej stavby

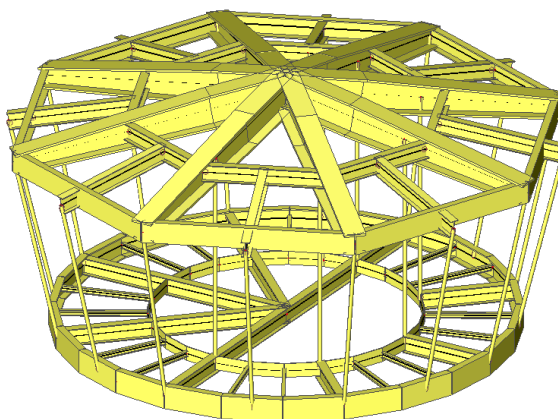
6.1.2 Nosný prvok a jeho súčasti

Nosná rúra priemeru 1200 mm je namodelovaná ako stĺp votknutý na spodnom konci. Zabezpečený nie je iba posun v smeroch X,Y,Z ale aj pootočená k týmto osiam. Po výške rúry sú modelované konzoly predstavujúce schodisko. Podrobný spôsob pôsobenia schodiska je spomenutý v kapitole 4.1.1.

6.1.3 Vyhliadková plošina a strecha

Prvky takzvaného vrchného podlažia stavby sú importované z AutoCADu a sú im priradené prierezy podľa 5.1. Uvažovaná fáza výstavby je navrhnutá na dopravu celej tejto plošiny aj zo zastrešením na stavbu v jednom kuse a následné spojenie s nosným prvkom.

Celá táto konštrukcia musí vykazovať čo najväčšiu tuhosť a to z 2 dôvodov. Prvým je, že nosné nosníky plošiny sú na polovici plošiny prerušené a táto polovica je držaná iba tiahkami kotvenými do zváraných nosníkov strechy. Toto riešenie je nevyhnutné pre návrh schodiska. Druhým dôvodom je, že na vonkajšom ochodze plošiny sú upevnené predopnuté laná, ktoré sa snažia celú konštrukciu „stiahnuť“ smerom k zemi. Analýza je uvedená v kapitole 8.1. Čím substilnejšia konštrukcia bude tým bude umožnená väčšia deformácia plošiny od síl v lanách. To má za následok veľké deformácie konštrukcie ale aj uvoľnenie veľkej časti predopnutej sily z tiahiel. Preto návrh prvkov v kapitole nie je zameraný iba na únosnosť. Je nutné navrhnuť čo možno najtuhšiu konštrukciu ktorá bude vykazovať odolnosť voči deformáciám od predopnutých lán. Všetky spoje sú teda riešené ako tuhé. Zvýšenú pozornosť je nutné venovať prvkom ochodze strechy kde je riziko vzniku krútenia prvku od zaťaženia prenášaného tiahlom. Prvok teda nie je namáhaný iba vnútornými silami a momentami ale aj prídavným krútiacim momentom ktorý vzniká od pôsobenia konzolového zaťaženia.

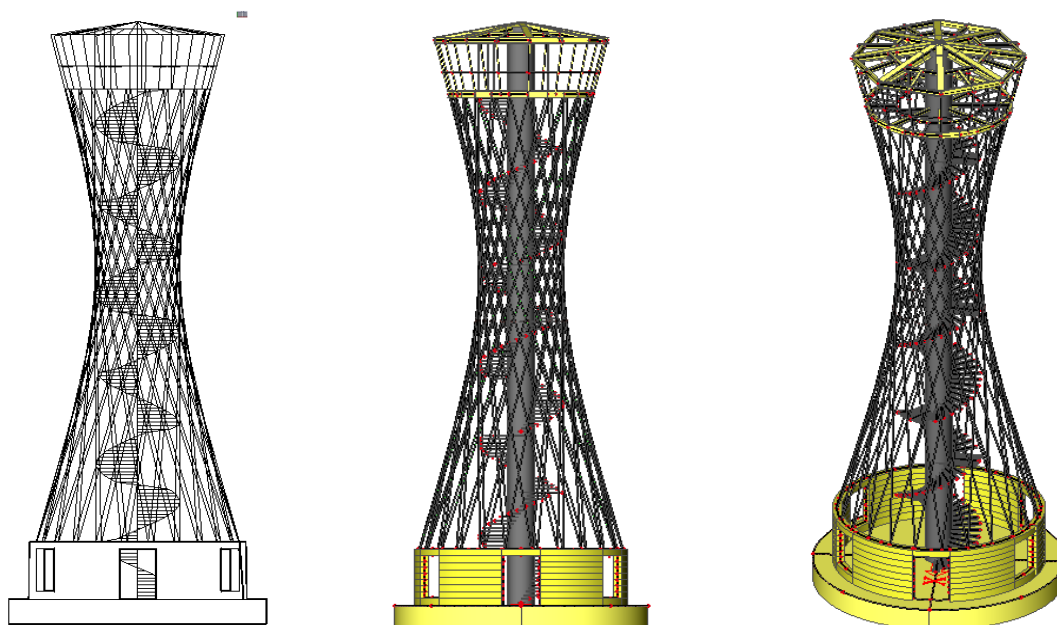


Obr. 6.2: Model vrchnej stavby

6.1.4 Laná zaisťujúce tuhosť konštrukcie

Predopnuté laná sú namodelované ako laná plného kruhového prierezu priemeru 12 mm. Pozícia ukotvenia jednotlivých lán dáva konštrukcii tvar hyperboloického paraboloidu. Laná sú spojené s konštrukciou kĺbovo. Optimalizácií osovej sily v lanách je venovaná pozornosť v kapitole 8. V dolnej časti je lano ukotvené k dosko-stene predstavujúcej železobetónový veniec steny a v hornej časti je ukotvené k vonkajšiemu ochodzu vyhlídkovej plošiny. Pre fungovanie modelu je dôležité vylúčenie tlaku v tiahlách pôsobiacich proti smeru zaťaženia vetru dostatočným predpätím. Pre prácu s lanovými prvkami v programe Scia Engineer je nutné konštrukciu posudzovať II. rádom s použitím výpočtu metódou Newton-Raphson alebo

Modifikovaný Newton-Raphson pre veľké deformácie lana. Táto metóda počíta s prírastkami zaťaženia a presnosť výpočtu konverguje k správnosti výsledku pomocou iteračného procesu.



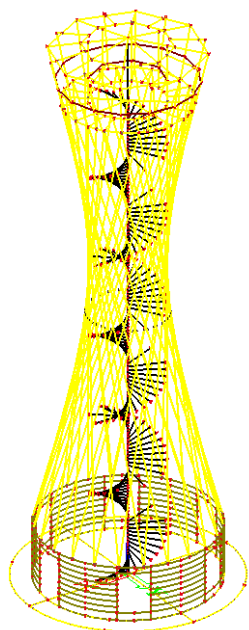
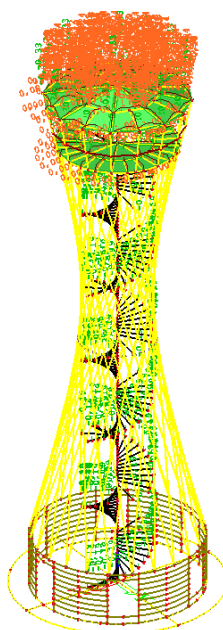
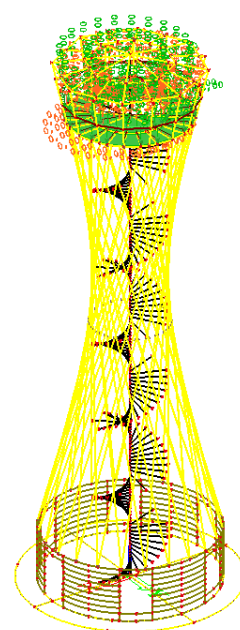
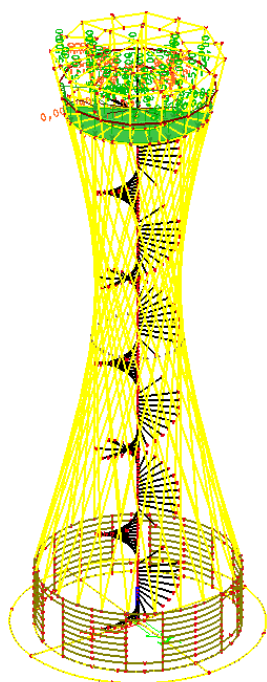
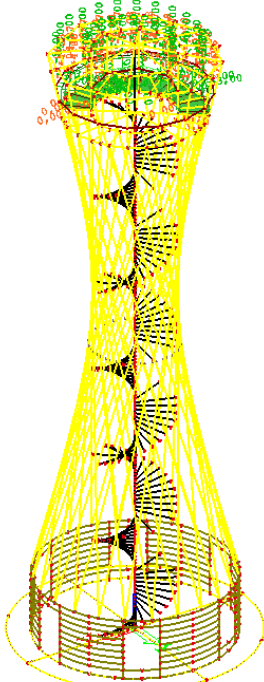
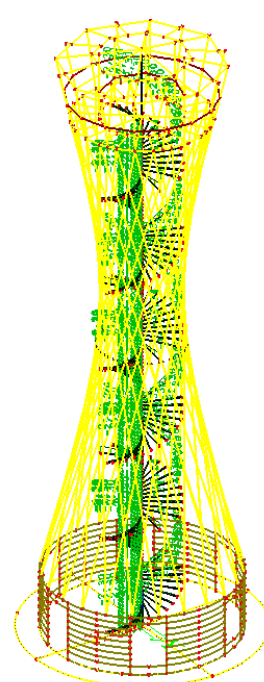
Obr. 6.3: Vizualizácia výpočtového modelu

6.2 Zaťažovacie stavy

Tab. 6.1: Zaťažovacie stavy pôsobiace na rozhľadňu

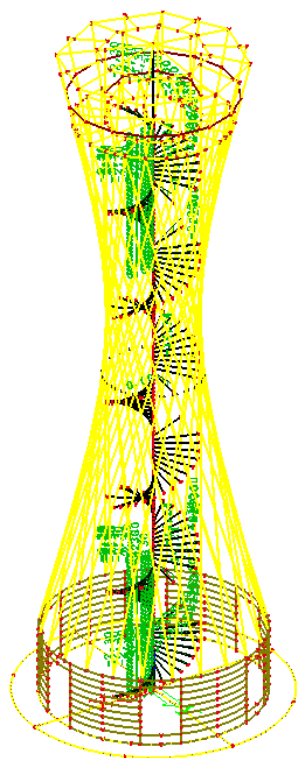
Skupiny zaťaženia		
LG1	Stále zaťažene	
LG2	Náhodilé, výberová, kat. C - zhromažďovanie	
LG3	Náhodilé, výberová, kat. C - zhromažďovanie	
LG4	Náhodilé, výberová, Sneh	
LG5	Náhodilé, výberová, Vietor	
Zaťažovacie stavy		
LC1	Vlastná tiaž	LG1
LC2	Stále zaťaženia	LG1
LC3	Úžitné - výhliadka (celé)	LG2
LC4	Úžitné - výhliadka (polovica1)	LG2
LC5	Úžitné - výhliadka (polovica2)	LG2
LC6	Úžitné - schodisko (celé)	LG3
LC7	Úžitné - schodisko (polovica)	LG3
LC8	Sneh (celý)	LG4
LC9	Sneh (polovica)	LG4
LC10	Vietor (x)	LG5
LC11	Vietor (y)	LG5

Skupiny zaťaženia sú dôležité najmä pre tvorbu kombinácií zaťaženia. Skupiny určujú ktoré zaťažovacie stavy sa môžu kombinovať a teda reálne pôsobiť zároveň.

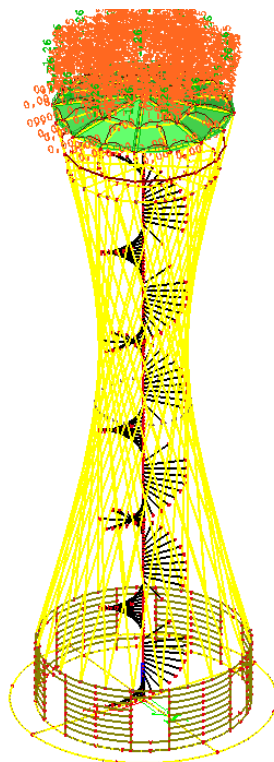
LC1-Vlastná tiaž**LC2-Stále zaťaženia****LC3-Úžitkové výhliadka_1****LC4- Úžitkové výhliadka_2****LC5- Úžitkové výhliadka_3****LC6- Úžitkové schodisko_1**

Obr. 6.4: Zaťažovacie stavy 1-6

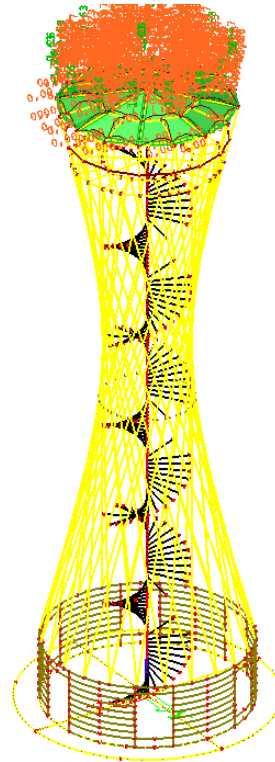
LC7- Úžitkové schodisko_2



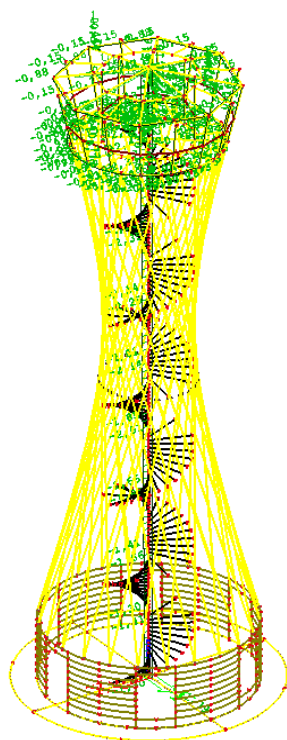
LC8-Sneh celý



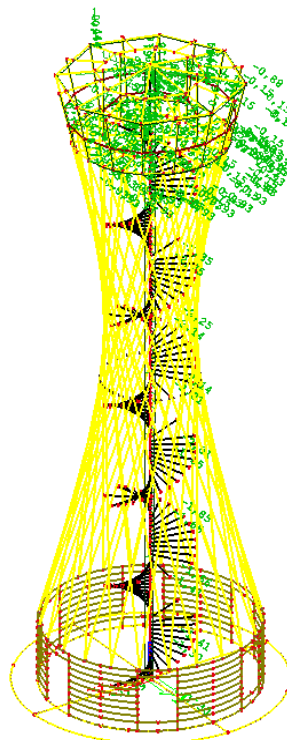
LC9-Sneh polovica



LC10- Vietor x



LC11-Vietor y



Obr. 6.5: Zaťažovacie stavy 7-11

6.3 Kombinácie

Kombinácie sú vytvorené v súlade s normou [4] s použitím rovníc:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times \Psi_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \Psi_{Q,i} \times Q_{k,i} \quad (6.1)$$

$$\sum_{j > 1} \zeta_j \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \Psi_{Q,i} \times Q_{k,i} \quad (6.2)$$

$$\sum_{j > 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{Q,i} \times Q_{k,i} \quad (6.3)$$

Kombinácie pre medzný stav únosnosti boli uvažované ako kombinácie pre trvalé a dočasné návrhové situácie podľa vzťahu (6.1) a (6.2). Pre medzný stav použiteľnosti boli určené charakteristické kombinácie podľa (6.3).

V programe Scia Engineer teda bol vytvorený typ kombinácií EN-MSÚ (STR/GEO) Súbor B, ktorý používa rovnice (6.1) a (6.2) a zahrňuje všetky zaťažovacie stavy. Po rozložení na lineárne obálky súbor obsahoval 895 kombinácií. Je dobré zbežne skontrolovať či sa v rozložených kombináciách kombinujú zaťažovacie stavy podľa očakávania, (napríklad že naraz nefúka vietor z oboch strán). Rozloženie obálky na lineárne kombinácie však spomaľuje odozvu programu preto je lepšie počítať zo skupinou kombinácií nerozloženou. Obsahuje rovnako všetky kombinácie ale používateľ ich nevidí. V tomto modeli je však nutné vytvoriť aj nelineárne kombinácie (nutnosť použitia II. rádu pre laná). Je veľmi veľká pravdepodobnosť, že najhoršie nelineárne kombinácie budú rovnaké ako najhoršie lineárne kombinácie. Preto sú nelineárne kombinácie vytvorené z vybraných lineárnych kombinácií. Po skopírovaní potrebných kombinácií boli rozložené kombinácie prevedené späť do celku čo urýchľuje výpočet ako i prácu s výsledkami. Rovnaký postup je použitý pre vytvorenie kombinácií pre výpočet použiteľnosti ale aj pre vytvorenie stabilitných kombinácií, ktoré sú potrebné pre výpočet kritického zaťaženia na konštrukciu, ktoré bude spomenuté v ďalšej kapitole a súvisí s globálnou analýzou konštrukcie.

6.4 Porovnanie výsledkov s ručným výpočtom

Toto porovnanie je vytvorené pre overenie správnosti fungovania modelu. Pre účel návrhu a posúdenia konštrukcie je síce nutné počítať nelineárne avšak pre potrebu kontroly výpočtu stačí porovnať lineárne výpočty. Nelineárny ručný výpočet je síce možné vytvoriť aproximáciou tuhosti od lán lineárnou pružinou s konštantnou tuhosťou ale výpočet by bol časovo veľmi náročný.

V Tab. 6.2 sú porovnané ručné výpočty z kapitoly 5 a lineárny výpočet softwaru. Kompletný výstup z výpočtu je uvedený v P .

Tab. 6.2: Porovnanie ručného výpočtu zo software

Profil	Ručne [kN/kNm]	Scia [kN/kNm]	Rozdiel [kN/kNm]	Rozdiel [%]
Nosná rúra - M	-2516,70	-2490,82	-25,88	1,04
Nosná rúra - N	-1082,71	-1128,69	45,98	-4,07
Tiahla - N	13,60	19,57	-5,97	-30,51
Strešné nosníky - M	-91,97	-85,24	-6,73	7,90
Podestové nosníky - M	-21,50	-18,63	-2,87	15,41

Výraznejšia odchýlka v osovej sile tiahla je spôsobená nezapočítaním spojitého zaťaženia od pôsobenia vetra. Približná zhoda výsledkov potvrdzuje správnosť modelu.

7. DYNAMICKÁ ODOZVA KONŠTRUKCIE

Pri pojme dynamika stavieb si spravidla predstavujeme určitý pohyb konštrukcie. Každý projektant by mal mať rešpekt pred pôsobením dynamického zaťaženia na ľubovoľnú konštrukciu. Ak však zabudneme na problémy plynúce z obtiažnosti dynamického výpočtu, rozdiely medzi statickými a dynamickými úlohami nemajú zásadný rozdiel. Oba výpočty musia splniť prvý a druhý medzný stav a tým zabezpečiť konštrukciu po celý čas existencie.

Dosiahnutie medzného stavu bezpečnosti je spojované s takým napätím, ktoré konštrukcia nie je schopná preniesť. Tento predpoklad platí rovnako pre statiku aj dynamiku avšak s určitými rozdielmi. Zatiaľ čo pri statických úlohách dôjde väčšinou k tečeniu materiálu pri úlohách dynamických ide väčšinou o krehký lom. Ďalším faktorom je, že zaťaženie ktoré pri statickom pôsobení konštrukcia bezpečne prenesie môže viesť k poškodeniu konštrukcie pri mnohopočetnom opakovaní (tzv. únava materiálu). Tá je známa aj v statike kde sa vyšetruje znížením medze pevnosti. V dynamike sú ale tieto cykly prejavom častého kmitania niektorého konštrukčného prvku v jeho vlastnej alebo niektorej blízkej frekvencií. Preto je určenie vlastných frekvencií konštrukcie jedným zo základných dynamických výpočtov.[\[14\]](#)

Mnoho parametrov dynamickej odozvy (amplitúda, frekvencia kmitania, doba kmitania, zrýchlenie) ovplyvňuje pocity človeka takže pri návrhu konštrukcie je nutné myslieť nielen na odolnosť konštrukcie ale aj na kritéria použiteľnosti. Frekvencia kmitania rozhládne je sledovaná v následnej podkapitole 7.1.1.

Pred začiatkom modálnej analýzy je pre pochopenie dynamického výpočtu dobré, definovať dynamické zaťaženie a jeho odozvu. Za dynamické zaťaženie sa považuje také zaťaženie, ktoré vyvolá na konštrukcii dynamickú (pohyblivú) odozvu. Nemusí to byť nevyhnutne zaťaženie meniace sa v čase. Napríklad za dynamické zaťaženie sa považuje aj umiestňovanie zaťaženia do rôznych polôh na konštrukcii. Najlepším príkladom tohto zaťaženia je pohyblivé zaťaženie na mostnej konštrukcii, ktoré sa rieši vplyvovými čiarami.

O tom či zaťaženie vyvolá dynamickú odozvu rozhoduje nie len vlastnosť zaťaženia ale aj to, ako pohotovo je konštrukcia schopná reagovať na toto zaťaženie (tzv. tuhosť konštrukcie). Ak je dostatočne tuhá potom na pomalé zmeny zaťaženia reaguje okamžite. Naopak aj je subtilná reaguje pomaly. Podobne je to aj zo zaťažením. Zaťaženie ktoré mení svoju veľkosť veľmi rýchlo prestane pôsobiť (alebo zmení pôsobenie) skôr ako konštrukcia naň vôbec dokáže zareagovať.

V stavebnej praxi sa používa viacero dynamických skúšok. Konkrétne to sú:

- dynamická skúška informatívna
- dynamická skúška zaťažovacia
- dynamická skúška zaťažovacia dlhodobá
- dynamická skúška zaťažovacia na únavu

V rámci tejto práce je spracovaná časť informatívnej skúšky, konkrétne sú vyhodnotené vlastné frekvencie a vlastné tvary kmitania pomocou modálnej analýzy.

7.1 Modálna analýza

Modálna analýza sa používa na zistenie vlastnej frekvencie a vlastných tvarov kmitania. Vlastná frekvencia definuje sústavu kde záleží iba na vlastnostiach konštrukcie. Nezáleží na zaťažení, budení ani počiatočnej výchylke. Vlastné frekvencie môžu byť použité k overeniu kritérií pre budovy alebo k analýze vetrom vyvolanej rezonancie (v prípade že vlastná frekvencia a frekvencia od budiacej sily majú približne rovnakú hodnotu). Výpočet vlastných frekvencií vychádza z pohybovej rovnice pre netlmené sústavy.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (7.1)$$

$[M]$ symetrická matica hmotnosti sústavy;

$[K]$ symetrická matica tuhosti sústavy;

$\{\ddot{u}\}$ vektor uzlových zrýchlení;

$\{u\}$ vektor uzlových posunutí;

V prípade že chceme riešiť vlastné tvary konštrukcie je zrejmé, že ide o riešenie vlastných čísel konštrukcie. Ak je ω frekvencia kmitania je možné rovnicu prepísať.

$$[K]\{\ddot{u}\} = \omega^2[M]\{\ddot{u}\} \text{ alebo } ([K] - \omega^2[M])\{\ddot{u}\} = \{0\} \quad (7.2)$$

Ide teda o zobecnený problém vlastných čísel zväzku matic kde „ ω^2 “ sú vlastné čísla a „ \ddot{u} “ sú im príslušné vlastné vektory. Ak vlastné čísla predstavujú kvadráty vlastných frekvencií potom z im príslušných vlastných vektorov je možné získať tvary kmitu. [\[16\]](#)

Je potrebné uvedomiť si, že voľné kmitanie poskytuje iba predstavu o vlastnostiach konštrukcie a umožňuje len predvídať chovanie konštrukcie. Každé teleso sa bežne snaží

zostať v kľude a pokiaľ je prinútené k pohybu (účinkom zaťaženia) pohybuje sa tak, aby spotrebovalo minimálne množstvo energie. Tento spôsob pohybu je vyjadrený práve vlastným tvarom kmitania konštrukcie.

7.1.1 Vlastné frekvencie a vlastné tvary konštrukcie

Vlastné frekvencie a vlastné tvary kmitania sú počítané pomocou software Scia Engineer. Výpočet je obdobný ako výpočet kritických zaťažení a vlastných tvarov s tým rozdielom, že pri dynamickom výpočte budeme počítat' s hmotami namiesto zaťažení. Tie je program schopný automaticky vygenerovať zo zaťažovacích stavov. Vlastná tiaž je na hmoty prevedená automaticky. Výpočet bol prevedený z nasledujúcich skupín hmôt.

- MG1: vlastná tiaž, stále zaťaženia;
- MG2: vlastná tiaž, stále zaťaženia, úžitkové vyhliadka;
- MG3: vlastná tiaž, stále zaťaženia, úžitkové schodisko;
- MG4: vlastná tiaž, stále zaťaženia, 50% úžitkové vyhliadka;
- MG5: vlastná tiaž, stále zaťaženia, 50% úžitkové schodisko;;
- MG6: vlastná tiaž, stále zaťaženia, 50% vyhliadka, 50% schodisko

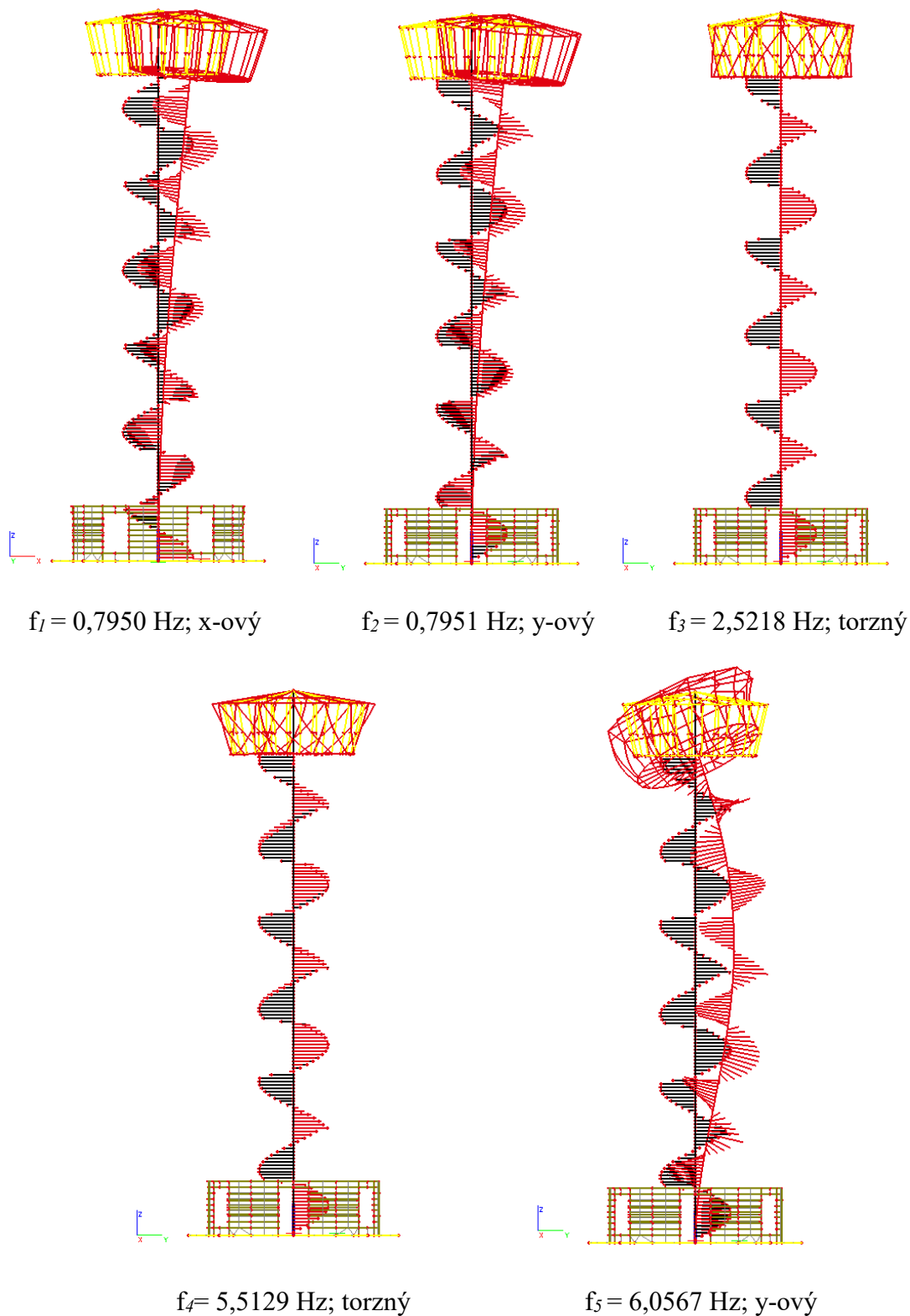
Kombinácia snehu a úžitkového zaťaženia nie je v modálnej analýze uvažovaná. Predpokladá sa ušľapanie snehu alebo obmedzená prevádzka. Keďže modálna analýza nezohľadňuje dynamické zaťaženie (voľný pohyb osôb) ale počíta iba s hmotnosťou tak zaťažovací stav plného zaťaženia na vyhliadke a schodisku nie je počítaný. Frekvenciu takto zaťaženej rozhládne je nepodstatná, keďže veľká skupina ľudí na konštrukcií nedokáže vyvolať dynamickú odozvu.

Tab. 7.1: Vlastné frekvencie jednotlivých modelov bez lán a predpätia

Vlastný tvar	MG1 f [Hz]	MG2 f [Hz]	MG3 f [Hz]	MG4 f [Hz]	MG5 f [Hz]	MG6 f [Hz]
1,0	0,7950	0,5935	0,6368	0,6378	0,6584	0,5467
2,0	0,7951	0,5945	0,6368	0,6421	0,6585	0,5486
3,0	2,5218	1,0941	2,3459	1,4264	2,2112	1,3181
4,0	5,5129	3,9821	3,9239	4,9527	4,7466	4,2390
5,0	6,0567	4,9471	3,9272	5,6780	4,9527	4,4427

žltá – GSS x; červená – GSS y; zelená – GSS torzne; bez výplne – GSS priestorovo

Výsledky modálnej analýzy sú uvedené v tabuľke Tab. 7.1. Farebné zvýraznenie značí tvar kmitu podľa konkrétnej osi. Na obrázku Obr. 7.1 sú vykreslené vlastné tvary kmitu modelu MG1.



Obr. 7.1: Vlastné tvary model MG1

7.1.2 Overenie vlastnej frekvencie ručným výpočtom

Správnosť výpočtu je však nutné overiť. Zjednodušene je počítané iba s vlastnou tiažou. Preto bol vytvorený model MG7, ktorý počíta iba s vlastnou tiažou.

Ručný výpočet je prevedený na zjednodušenom modeli konštrukcie (konzola so sústredenou hmotou na konci o jednom stupni voľnosti).

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{350\,921,15}{14\,082,15}} = \mathbf{0,7945\,Hz}$$

Tuhosť stĺpa k

je vypočítaná pomocou jednotkovej sily. Tuhosť je obrátená hodnota poddajnosti.

$$\delta = \frac{l^3}{3EI} \quad (7.3)$$

$$k = \frac{3EI}{l^3} = \frac{3 \times 2,1 \times 10^{11} \times 1,29 \times 10^{-2}}{28,51^3} = 350921,15\,N/m$$

Ekvivalentná hmotnosť rozhl'adne m

$$m = m_{e,k} + m_{e,v} = 4419,15 + 9663 = 14\,082,15\,kg$$

$m_{e,v}$ ekvivalentná hmotnosť kmitajúcej časti vyhlíadky (Scia);

$m_{e,k}$ ekvivalentná hmotnosť kmitajúcej časti konzoly;

$$m_{e,v} = 9663\,kg$$

$$m_{e,k} = \frac{\int_0^l \mu(x) \times v^2(x) \times dx}{v^2(l)} \quad (7.4)$$

Po úprave a integrovaní (7.4) dostaneme (7.5)

$$m_{e,k} = \frac{\mu \times l}{4,24} \quad (7.5)$$

$$m_{e,k} = \frac{657,21 \times 28,51}{4,24} = 4419,15\,kg$$

$$\mu = \mu_{trubka} + \mu_{schodisko} = 582,0147 + 75,20 = 657,2147 \frac{kg}{m}$$

$$\mu_{trubka} = A \times 1m \times 7850 = 7,4142 \times 10^{-2} \times 1 \times 7850 = 582,0147 \frac{kg}{m}$$

$$\mu_{schodisko} = \frac{G_{schodisko}}{l} = \frac{2144 \text{ kg}}{28,51 \text{ m}} = 75,20 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Vypočítaná vlastná frekvencia: $f_0 = 0,7945 \text{ Hz}$

Modálna analýza SCIA: $f = 0,8176 \text{ Hz}$

S rozdielom hodnôt 2,9 % je výsledok modálnej analýzy považovaný za správny.

7.2 Odozva na zaťaženie vetrom a pohyb osôb

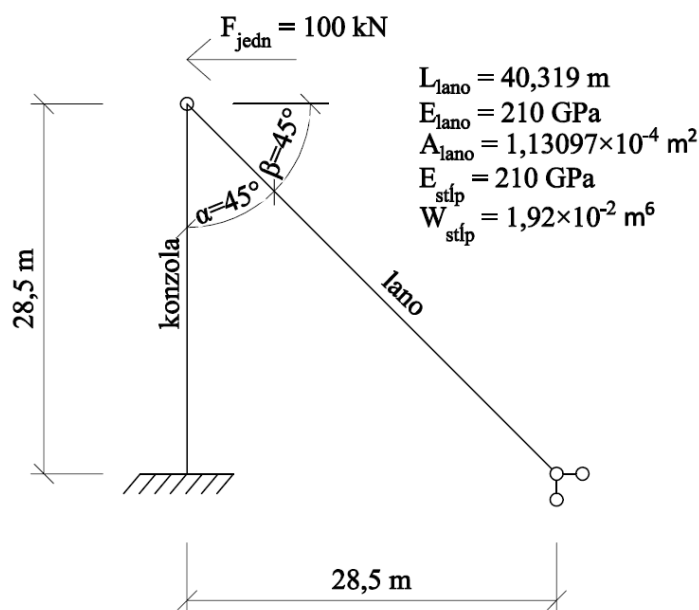
Pre riešenie dynamickej odozvy sa používajú rôzne metódy ako napríklad metóda pružnostných konštánt, metóda príčinkov a metóda deformácií. Tieto metódy používame k riešeniu vlastného kmitania ale aj priamemu riešeniu harmonického kmitania vynúteného. Práve riešenie vynúteného harmonického kmitania je nutné k určeniu odozvy konštrukcie na dynamické zaťaženie vetrom, kde konštrukcií v analýze udelíme vodorovné zaťaženie harmonickou silou [13]. Riešenie dynamickej odozvy na zaťaženie vetrom však nie je predmetom zadanej práce.

Okrem dynamickej odozvy konštrukcie na zaťaženie od vetra môže nastať aj dynamické zaťaženie od pohybu osôb na plochách vyhliadky a schodiska. Rozkmitanie konštrukcie však môže vzniknúť iba za synchronizovaného pohybu všetkých osôb ktoré sa nachádzajú na konštrukcií. Tento prípad zaťaženia je možné z praktického hľadiska používania konštrukcie vylúčiť.

8. VPLYV PREDPÄTÝCH LÁN NA STATICKÚ A DYNAMICKÚ ODOZVU KONŠTRUKCIE

Kotevné laná používané na rozhládne, komíny alebo stožiare majú malú ohybovú tuhosť (teda vykazujú veľké hodnoty premiestnenia) a je nevyhnutné ich počítať podľa teórie II. rádu. Tuhosť lana je charakterizovaná nelineárnou závislosťou medzi zaťažením a jeho aktuálnou tuhosťou [19]. Pri pôsobení predom zvoleného zaťaženia je však možné jej nelineárnu charakteristiku aproximovať lineárnym priebehom, teda aplikáciou lineárnej pružiny s konštantnou tuhosťou. Faktorom ovplyvňujúcim tuhosť sústavy ako aj jej odozvu je potom veľkosť predpätia pôsobiaca v lane.

Tuhosť lanovej podpory nie je vo všetkých smeroch pôsobenia rovnaká. Pri vysokých štíhlych objektoch zaťažených vetrom je tuhosť od lana významnou zložkou, ktorá ovplyvňuje odozvu celej konštrukcie. Dynamická odozva konštrukcie (frekvencie, tvary kmitania) je teda ovplyvnená zaťažením. V nasledujúcom jednoduchom príklade je vysvetlené ako laná ovplyvňujú tuhosť konštrukcie.



Obr. 8.1: Jednoduchý model s lanom

Tuhosť stĺpa k_{stlp}

Tuhosť stĺpa je spočítaná pomocou silovej metódy, obrátenou hodnotou poddajnosti jednostranne votknutej konzoly (7.3).

$$k_{stĺp} = \frac{3EI}{l^3} = \frac{3 \times 2,1 \times 10^{11} \times 1,29 \times 10^{-2}}{28,51^3} = 350921,15 \text{ N/m}$$

Tuhosť lana k_{lano}

Tuhosť ktorú lano pridáva konštrukcií nie je možné počítať podľa vzorca (8.2) odvodeného z Hookovho zákona (8.1).

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad \sigma = \frac{F}{A} \quad F = \frac{AE}{l} \times \Delta l \quad (8.1)$$

Kde úpravou dostaneme:

$$k_{lano} \neq \frac{EA}{l} \quad (8.2)$$

Pomocou (8.2) je možné spočítať iba tuhosť lana v jeho ose. Lano by teda muselo byť napnuté kolmo na rovinu stĺpa. Tuhosť je však možné spočítať zavedením jednotkovej sily a deformácie spôsobenej touto silou (8.3).

$$F = k \times \Delta l \quad \text{potom} \quad k = \frac{F}{\Delta l} \quad (8.3)$$

Ide o nelineárnu úlohu, pretože nepoznáme výslednú geometriu konštrukcie po zaťažení (pri zaťažení konštrukcia reálne odoláva súčasne tuhosťou stĺpa aj lana). Lineárne zjednodušenie výpočtu je potrebné pre zavedenie superpozície, kde je zvlášť počítaná tuhosť stĺpa a zvlášť tuhosť lana. Za určitých predpokladov a zjednodušení je teda možné počítať lineárne. Prvým zjednodušením je zavedenie nekonečne veľkej tuhosti stĺpa vo zvislom smere (stĺp sa teda deformuje od rozloženej jednotkovej sily iba v smere osy x). Druhým zjednodušením je predpoklad malých deformácií lana a teda malá zmena jeho uhlu voči stĺpu (8.4).

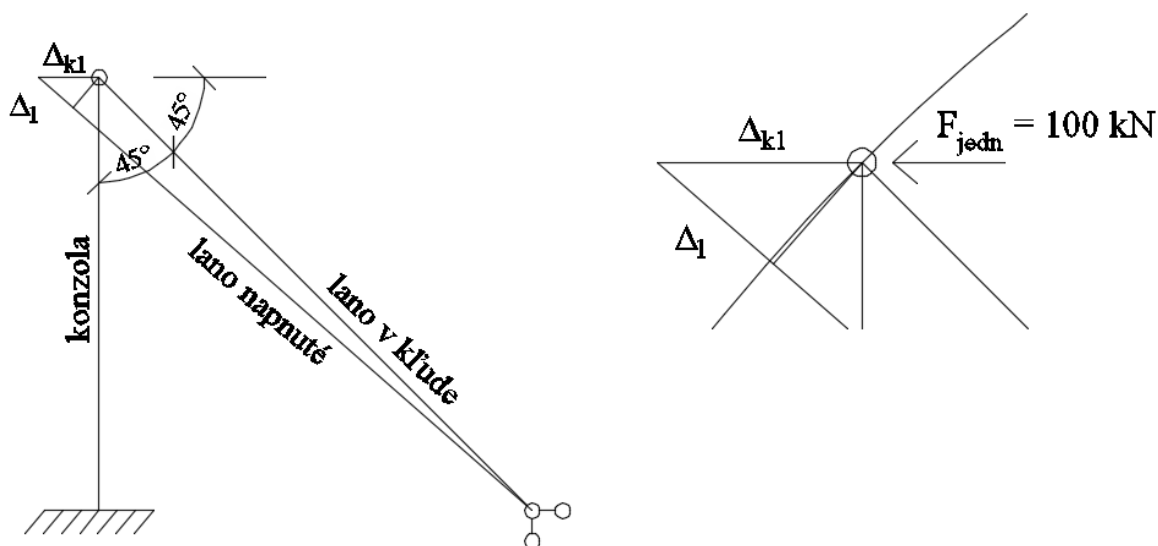
$$\varepsilon \ll 1; \gamma \ll 1 \quad \text{potom} \quad \tan(\gamma) = \gamma \quad (8.4)$$

Pri výpočte je teda zavedená do vrcholu konzoly jednotková sila F_{jedn} ktorá pôsobí v smere x . Sila je rozložená na silu pôsobiacu v smere osy lana.

$$F_{lano} = \frac{F_{jedn}}{\cos 45^\circ} = \frac{100\,000}{\cos 45^\circ} = 141\,421,35 \text{ kN}$$

F_{jedn} jednotková sila vo vrchole konzoly; $F_{jedn} = 100\,000 \text{ N}$

Táto sila spôsobí za predpokladu že konzola sa deformuje iba v smere x a spôsobí deformáciu Δ_{kl} . Pretože je ručný výpočet prevedený lineárne a využíva princípy superpozície v tomto štádiu nie je počítané s tuhosťou stĺpa.



Obr. 8.2: Rozklad na zložky deformácií sústavy

Po zavedení (8.4) je možné spočítať predĺženie lana od pôsobenia jednotkovej sily.

$$\Delta_l = \frac{F_{lano} \times l}{EA} = \frac{141\,421,35 \times 40,3192}{2,1 \times 10^{11} \times 1,29 \times 10^{-2}} = 0,240 \text{ m}$$

Δ_l predĺženie lana od pôsobenia jednotkovej sily;

F_{lano} sila v lane od pôsobenia jednotkovej sily;

l dĺžka lana;

$$l_{napnuté} = l + \Delta_l = 40,3192 + 0,240 = 40,559 \text{ m}$$

Po získaní hodnoty dĺžky lana deformovaného jednotkovou silou „ $l_{napnuté}$ “ je možné pomocou (8.5) spočítať celkovú deformáciu lana v x - ovom smere .

$$\Delta_{k,l} = \frac{\Delta_l \times \sin 90^\circ}{\sin \alpha^\circ} \quad (8.5)$$

$$\Delta_{k,l} = \frac{0,240 \times \sin 90^\circ}{\sin 45^\circ} = 0,339 \text{ m}$$

$\Delta_{k,l}$ vybočenie konzoly (bez tuhosti konzoly) vplyvom tuhosti lana;

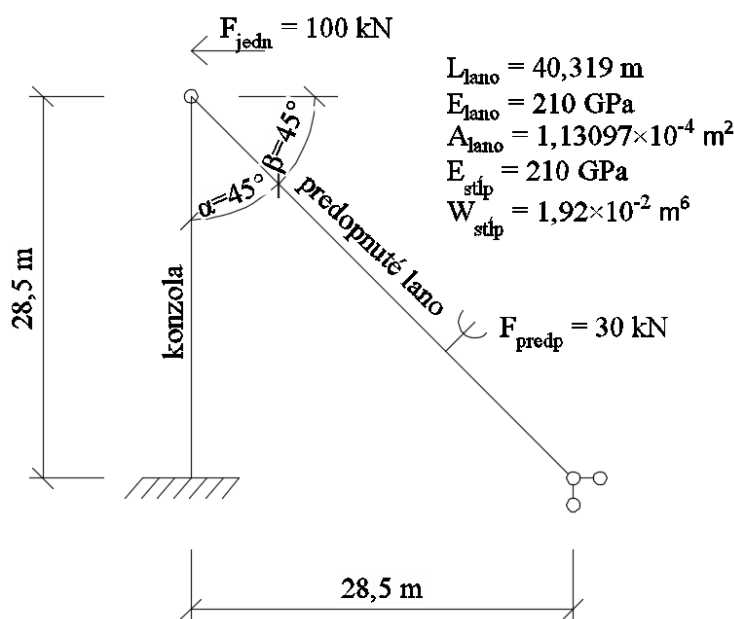
Je spočítaná jednotková sila ako aj deformácia, ktorú spôsobuje. Je jasné že tuhosť lana „ k_{lano} “ je podielom sily a deformácie od nej vyvolanej (8.3).

$$k_{lano} = \frac{F_{jedn}}{\Delta_{k,l}} = \frac{100\,000}{0,339} = 294\,529\,394\, N/m$$

$$k_1 = k_{stĺp} + k_{lano} = 350\,921,15 + 294\,529\,394 = 645\,451,096\, N/m$$

$$\Delta_1 = \frac{F_{jedn}}{k_1} = \frac{100\,000}{645\,451,096} = 152,8\, mm$$

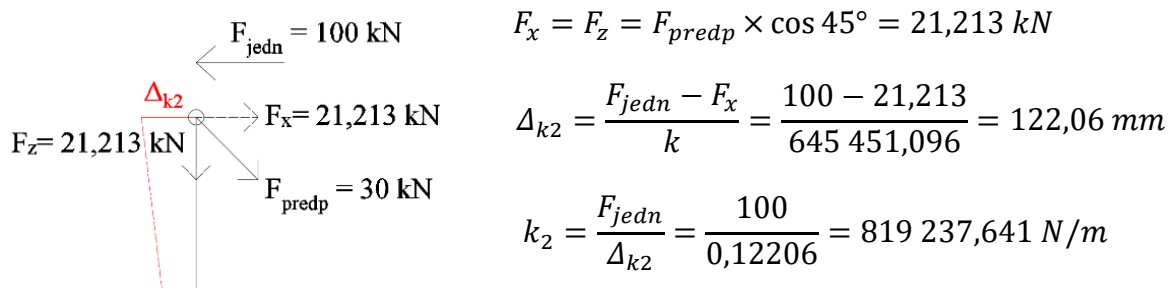
Z výpočtu je známa celková tuhosť sústavy. Zo vzťahu (8.5) je jasné, že čím bližšie bude ukotvená spodná časť lana pri nosnom prvku, teda čím menší bude uhol α , tým menšiu účinnosť z hľadiska tuhosti toto lano má. Tuhosť konštrukcie sa však dá zvýšiť nielen zväčšením uhlu α ale aj vplyvom predpätia namáhaného lana.



Obr. 8.3: Jednoduchý model s predpätým lanom

Lano konštrukcií pomáha pridaním tuhosti. Avšak predopnutím lana je možné konštrukcií uľahčiť odobraním vodorovnej zložky zaťaženia ktorá na ňu pôsobí.

Hodnotu predpätia je potrebné rozložiť na x – ovú a y – ovú zložku. Hodnota pôsobiaceho zaťaženia v smere x potom bude zmenšená o x - ovú rozloženú zložku predpätia. Týmto spôsobom je pre daný príklad zmenšené zaťaženie ktoré spôsobuje ohybový moment ale naopak je do úlohy vnesené zaťaženie v smere y – ovej osy a teda zväčšená hodnota normálovej sily.



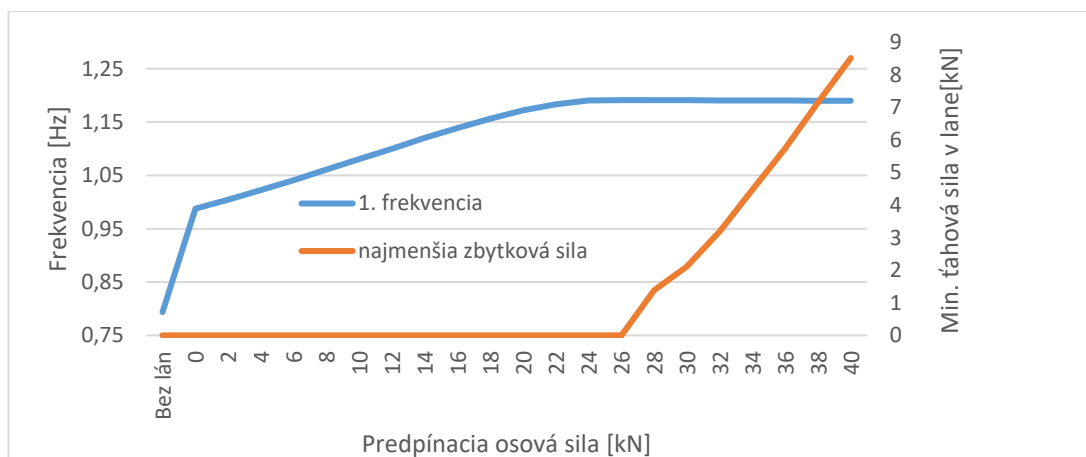
Obr. 8.4: Zmenšenie vodorovnej zložky zaťaženia

Predpätie 30 kN teda zvýšilo ohybovú tuhosť sústavy o 0,174 MN/m a znížilo deformáciu o 30,74 mm. Správnosť výpočtu bola skontrolovaná s modelom v Scia Engineer. Nepresnosť výpočtu bola 0,75% čo je s prihliadnutím zavedených zjednodušení zanedbateľný rozdiel.

8.1 Analýza veľkosti predpätia v lanách

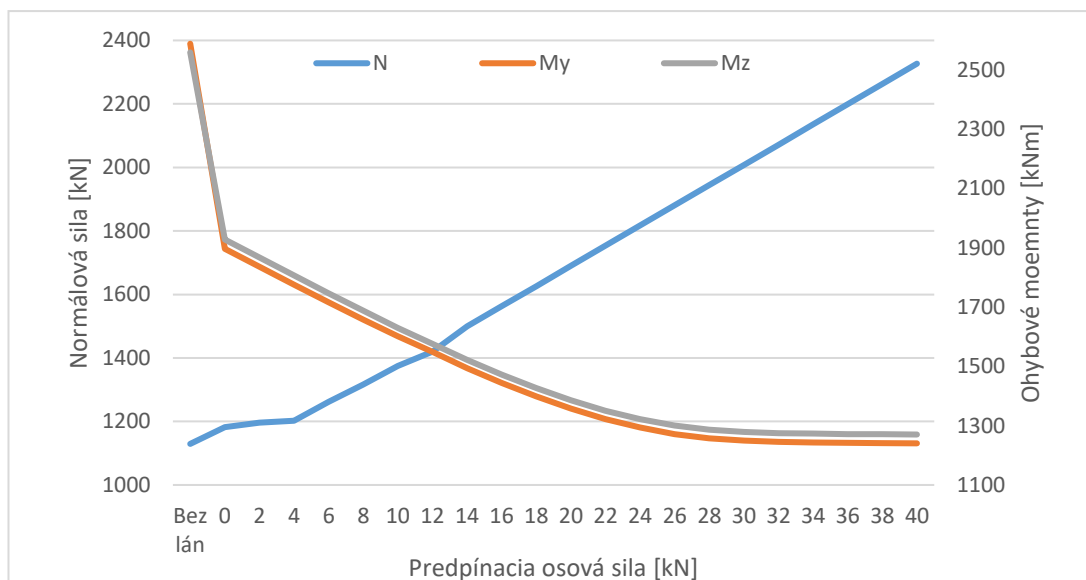
Pri návrhu predpätia je treba uvážiť že, pri účinku vetra môže dôjsť k úplnému odľahčeniu niektorých lán sústavy. Preto je sústava navrhnutá na silu pri ktorej bude v lanách aj pri účinku sily vetra pôsobiť ťahová osová sila. Avšak ani príliš vysoká hodnota nie je vhodná. Pri spolupôsobení s vetrom môže dôjsť k vyčerpaniu únosnosti kotevného lana a jeho pretrhnutiu. Navyše veľká sila môže viesť k vneseniu veľkých napätí do konštrukcie a tým pádom k strate stability.

Do konštrukcie je postupne vnášané predpätie 0 až 40 kN. Počas vnášania predpätia boli sledované frekvencie prvých vlastných tvarov modelu MG7, minimálne ťahové sily v uvoľňovaných lanách pri najväčšom zaťažení, ale aj normálové sily a momenty nosného prvku, ktoré sú ovplyvnené vnesením napätia od predpätých lán.



Obr. 8.5: Vlastné frekvencie a min. ťahové sily v lanách závislé na veľkosti predpätia

Veľkosť vnesenej osovej sily má vplyv na statickú aj dynamickú odozvu približne do hodnoty 24 kN. Pri ďalšom zväčšovaní predpätia hodnoty frekvencií aj ohybových momentov stagnujú.



Obr. 8.6: Závislosť normálových síl a ohyb. momentov na veľkosti predpätia

8.1.1 Dynamická odozva

Frekvencia stagnuje približne na hodnote 1,19 Hz. Hodnota vlastnej frekvencie bez lán je iba 0,79 Hz. Iba prosté pridanie lán bez vneseného predpätia zvýši frekvenciu o 0,19 Hz. Výpočet frekvencií je však iba približný. Dôvodov prečo, je viac:

- Na výpočet vlastných frekvencií nemá vplyv zaťaženie pôsobiace na konštrukciu. V kapitole 8 je uvedené že zvýšenie tuhosti vplyvom síl v lanách môže nastať iba v prípade zaťaženia konštrukcie, kedy lano po rozklade na vektory síl odoberá časť horizontálneho zaťaženia. Pri výpočte vl. frekvencií však k zaťaženiu nedochádza.
- Frekvencie sú spočítané ručne. Tuhosť vychádza z nelineárneho výpočtu ale výsledná frekvencia je spočítaná pomocou lineárnej pružiny s konštantnou tuhosťou.
- Výsledky boli počítané za predpokladu konštantnej hodnoty kmitajúcej hmoty, avšak predpoklad je že s mierou predpätia sa bude meniť množstvo kmitajúcej hmoty.

8.1.2 Statická odozva

Z konkrétnej analýzy rozhládne Tachov teda vyplýva, že laná zvyšujú nie len dynamickú, ale aj ohybovú tuhosť. Na druhej strane zvyšovaním osovej sily v lane sa zvyšuje aj hodnota normálovej sily v nosnom prvku. Uhol lana α má veľký vplyv na mieru tuhosti ktorú osovú silu v lanách konštrukcií poskytnú. Analógia je rovnaká ako pri výpočte tuhosti (7.1.2). Čím väčší uhol tým predpätie viac konštrukcií pomôže. Navyše väčší uhol α znižuje y – ovú zložku napätia a teda normálovú silu, ktorú do konštrukcie vnáša. Záver je, že najoptimálnejšie je navrhovať konštrukcie s lanami v čo najväčšej vzdialenosti od základne. Samozrejme za cenu zvyšovania pôdorysnej veľkosti stavby. Ale v prípade posudku rozhládne Tachov zväčšenie uhlu α neprichádza do úvahy kôli architektonickému návrhu konštrukcie.

Podstatou návrhu však je veľkosť sily v lane zabezpečujúca stále pôsobenie ťahu vo všetkých lanách. Analýza bola spracovaná s použitím nelineárnej kombinácie NC 886, ktorá vyvoláva najväčšie zaťaženie od vetra a teda najväčšiu deformáciu konštrukcie. Pre správnosť analýzy bol zmenený spôsob vnesenia predpätia do konštrukcie. Namiesto lana bola použitá nelinearita v podobe počiatočného napätia pretože lano pri zadaní ľubovoľnej sily vždy dokonvergovalo k minimálnemu kladnému výsledku (tlak v lane). Použitím nelinearity „počiatočné napätie“ program tiahlo považuje za prvok s ohybovou tuhosťou a teda pri situácii keď sa do prvku dostane tlaková sila program výpočet preruší, pretože dôjde k singularite konštrukcie.

8.1.3 Vplyv tuhosti konštrukcie na silu v lanách

Pri analýze bolo navyše zistené, že pri vnesení ľubovoľnej sily do lán model stratí približne 32% z výpočtom vnesenej sily do lán vplyvom deformácie konštrukcie od vneseného napätia. Správnosť bola overená na vytvorenom modeli s nekonečnou tuhosťou prútov konštrukcie. Pri tomto modeli zostala v lanách po nelineárnom výpočte približne rovnaká hodnota ktorá bola do lán vo výpočte vnesená. Pre zvýšenie tuhosti sú prvky v rámci medzného stavu únosnosti predimenzované.

Zníženie straty osovej sily v lane je možné zmenšením modulu pružnosti lana. Menšia tuhosť lana sa prejaví menšími zvislými deformáciami konštrukcie pri vnášaní predpätia do lán (deformácia od síl v lanách) a tým pádom dôjde iba k 23% strate vnesenej sily, ale na druhej strane konštrukcia je globálne menej tuhá. S tým súvisí statická aj dynamická odozva

konštrukcie na zaťaženie a teda väčšie hodnoty ohybových momentov a menšie hodnoty frekvencií konštrukcie. Dokonca hodnoty normálových síl stále stúpajú, pretože lano si zachová väčšiu časť z vnesenej osovej sily. Preto boli pre výsledný návrh použité laná s hodnotou modulu pružnosti $E = 210 \text{ GPa}$. Výstup hodnôt tejto analýzy je uvedený v P 4. Analýza bola prevedená s výpočtom síl na hlavnom nosnom stĺpe konštrukcie.

8.1.4 Záver

Pri rešpektovaní podmienky stálej ťahovej sily v lane , výsledný návrh konštrukcie počíta s hodnotou osovej sily v lane 32 kN. Pri nastavení výpočtu na túto silu ostane v lane vplyvom deformácie konštrukcie reálne napätie 21,95 kN. Pri výstavbe konštrukcie je teda potrebné lano napnúť osovou silou 22 kN. Pri tejto hodnote sily v lanách zostane v lane aj pri najhoršom možnom zaťažení rezerva cca 3 kN. Osová sila v lanách bude pri výstavbe meraná pomocou tenzometra.

9. GLOBÁLNA ANALÝZA KONŠTRUKCIE

V rámci globálnej analýzy konštrukcie bol vykonaný lineárny stabilitný výpočet konštrukcie s výsledkom najmenšieho kritického zaťaženia pre stabilitnú kombináciu S1 s hodnotou $\alpha_{cr} = 43,86$. Stabilitné kombinácie boli vytvorené podľa postupu uvedeného v kapitole 6.3.

Podľa [15] pokiaľ hodnota $\alpha_{cr} > 10$ môžeme pre výpočet vnútorných síl použiť LA čo je lineárne pružnostná analýza konštrukcie. Hodnota $\alpha_{cr} = 10$ je zmluvná hodnota zaisťujúca 10-násobnú bezpečnosť proti strate stability ideálnej konštrukcie. Norma teda povoľuje počítať vnútorné sily lineárnym výpočtom. Lineárny výpočet pre potrebu získania vnútorných síl sa však na túto konštrukciu nehodí z nasledujúcich dôvodov :

- lanové konštrukcie si vyžadujú iteračný výpočet podľa teórie II. rádu
- pri lineárnom výpočte Scia nezahŕňa do matice tuhosti konštrukcie nelinearity na lanových prútoch (je možné približné lineárne riešenie zaťaženia prútov teplotou)
- statická schéma úlohy je konzola (predpoklad výrazného rozdielu vo výsledkoch analýzy podľa I. a II. rádu)
- po nelineárnom výpočte s vplyvom globálnych imperfekcií možnosť považovať vzperné dĺžky rovné systémovým (tuhosť od lán na konci konzoly)

Pre uvedené dôvody sa nehodí počítať ani lineárnu stabilitu. Navyše v lineárnom stabilitnom výpočte software berie lanové prvky ako prúty s ohybovou tuhosťou čo neodpovedá realite (laná majú minimálnu ohybovú tuhosť). Fakt že v lineárnom výpočte nie je počítané s predpätím môže byť dôležitý aj pre to, že priveľké napätie vnesené do konštrukcie od predpätých lán (normálové) môže v konštrukcii spôsobiť stabilitné problémy. Sila v lanách teda musí byť navrhnutá tak aby znížila ohybové namáhanie ale zároveň nevnesla do konštrukcie neúmerne veľké normálové napätie.

Výsledkom nelineárneho stabilitného výpočtu je kritický násobok zaťaženia $\alpha_{cr} = 17,14$. Konštrukcia teda z globálneho hľadiska stabilne vyhovuje ($\alpha_{cr} > 1$) avšak potvrdil sa predpoklad že rozdiel medzi lineárnym a nelineárnym výpočtom bude významný.

Pre výpočet vnútorných síl teda bola použitá geometricky nelineárna pružnostná analýza iba s globálnymi imperfekciami..

Globálnou imperfekciou je počiatočné naklonenie sústavy (9.1) ktoré je spočítané podľa vzťahu uvedeného v [15].

$$\emptyset = \emptyset_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (9.1)$$

\emptyset_0 základná hodnota; $\emptyset_0 = 1/200$

α_h redukčný súčiniteľ v závislosti na výške stĺpu h;

α_m redukčný súčiniteľ pre počet stĺpov v rade; $\alpha_m = 1$ (jeden stĺp)

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ ale } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (9.2)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{28,55}} = 0,374 \text{ čo ale nespĺňa podmienku } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_h = \frac{2}{3}$$

$$\emptyset = \frac{1}{200} \times 0,666 \times 1 = \frac{1}{300}$$

Obsah stabilitnej kombinácie S1 s ktorou je počítaná stabilitná analýza je v P 6.

10.MEDZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Konštrukcia bola posúdená z hľadiska medzného stavu únosnosti podľa [8]. Pre posudok boli vybrané hlavné nosné prvky a hlavné nosné spoje konštrukcie.

10.1 Posúdenie hlavných nosných prvkov

10.1.1 Ťah

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (10.1)$$

N_{Ed} návrhová hodnota ťahovej sily prvku;

$N_{t,Rd}$ návrhová plastická únosnosť neoslabeného prierezu;

10.1.2 Tlak

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (10.2)$$

N_{Ed} návrhová hodnota tlakovej sily prvku;

$N_{c,Rd}$ návrhová únosnosť prierezu v prostom tlaku;

10.1.3 Ohybový moment

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (10.3)$$

M_{Ed} návrhová hodnota ohybového momentu v prvku;

$M_{c,Rd}$ návrhová únosnosť prierezu v ohybe;

10.1.4 Šmyk

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (10.4)$$

V_{Ed} návrhová hodnota šmykovej sily v prvku;

$V_{c,Rd}$ návrhová únosnosť prierezu v šmyku;

10.1.5 Ohyb a osová sila

Prierezy triedy 1 a 2

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (10.5)$$

$M_{y,Ed}$ a $M_{z,Ed}$ návrhové hodnoty ohybových momentov v hlavných osách;

$M_{N,y,Rd}$ a $M_{N,z,Rd}$ únosnosti v hlavných osách redukované v dôsledku pôsobenia osovej sily;

Prierezy triedy 3

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,y,Ed}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,z,Ed}} \leq 1 \quad (10.6)$$

$M_{el,y,Rd}$ a $M_{el,z,Rd}$ elastické hodnoty únosnosti v ohybe v smere hlavných os ;

10.1.6 Vzperná únosnosť

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (10.7)$$

$N_{b,Rd}$ návrhová vzperná únosnosť tlačeneho prutu;

s použitím vzorcov:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad (10.8)$$

χ súčiniteľ vzpernosti;

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \lambda^2] \quad (10.9)$$

α súčiniteľ imperfekcie pre vzperné krivky;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad (10.10)$$

$\bar{\lambda}$ pomerná štíhlosť;

10.1.7 Únosnosť na klopenie

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (10.11)$$

$M_{b,Rd}$ návrhový moment únosnosti nosníku pri klopení;

s použitím vzorcov:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (10.12)$$

χ_{LT} súčiniteľ klopenia;

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha(\lambda_{LT}^- - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad (10.13)$$

α_{LT} súčiniteľ imperfekcie pri klopení;

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad (10.14)$$

10.1.8 Ohyb a osový tlak prútov s vplyvom stability

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (10.15)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (10.16)$$

$N_{yEd}, M_{y,Ed}, M_{zEd}$ návrhové hodnoty tlakovej sily a najväčších momentov k ose y-y a z-z, pôsobiacich na prúte;

$N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$ hodnoty únosnosti v tlaku a v ohybe, v smere hlavných os ;

χ_y a χ_z súčinitele vzpernosti pri rovinnom vzpere;

χ_{LT} súčiniteľ klopenia;

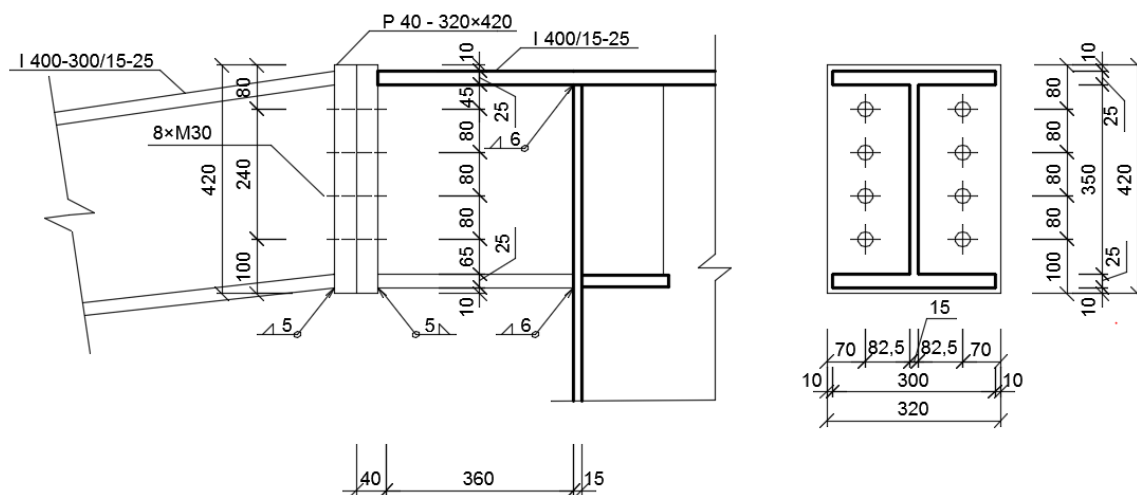
$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ súčinitele interakcie;

Tab. 10.1: Posúdenie hlavných nosných prvkov

Prvok	Vnútročné sily								Posudky									
	l _{ef} [m]	Komb.	N _{Ed} [kN]	V _{y,Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]	(10.1)	(10.2)	(10.3)	(10.4)	(10.5)	(10.6)	(10.7)	(10.11)	(10.15)	(10.16)
A1	28,55	NC457	-2071,79	-0,87	-0,28	-0,89	-5,17	18,89	-	0,16	0,00	0,00	0,16	0,22	-	0,23	0,23	
	28,55	NC894	-1563,92	-67,53	-53,79	-7,14	-714,28	-1248,57	-	0,12	0,33	0,01	0,63	0,17	-	0,60	0,56	
	28,55	NC777	-1412,00	-66,87	-54,39	-7,05	-717,82	-1274,92	-	0,11	0,33	0,01	0,63	0,15	-	0,59	0,55	
	28,55	NC804	-1801,05	-54,92	-65,30	-3,29	-1245,49	-737,38	-	0,14	0,32	0,01	0,65	0,19	-	0,66	0,60	
	28,55	NC848	-1356,26	-55,27	-66,19	-3,33	-1232,01	-739,73	-	0,10	0,32	0,01	0,62	0,15	-	0,61	0,55	
B1-B8	3,75	NC265	370,90	0,22	-111,29	0,02	-341,07	0,38	0,08	-	0,44	0,05	0,20	-	0,52	0,52	0,36	
	3,75	NC777	352,47	-0,25	-100,76	0,01	-355,70	-0,66	0,07	-	0,46	0,05	0,22	-	0,55	0,53	0,37	
	3,75	NC751	337,44	-0,78	-61,21	-0,02	-238,53	-2,13	0,07	-	0,31	0,03	0,10	-	0,37	0,38	0,28	
	3,75	NC751	346,97	-0,71	-97,04	-0,02	-311,58	-2,35	0,07	-	0,41	0,05	0,17	-	0,48	0,48	0,34	
C1-C8	2,87	NC268	-345,81	-0,06	1,83	0,06	14,45	-0,09	-	0,26	0,10	0,00	0,01	0,31	-	0,38	0,42	
	2,87	NC665	-328,02	0,88	3,26	-0,05	14,48	0,41	-	0,25	0,10	0,01	0,02	0,29	-	0,37	0,41	
	2,87	NC589	-341,90	0,06	3,11	-0,06	14,87	0,06	-	0,26	0,10	0,01	0,01	0,30	-	0,38	0,41	
D1-D24	0,82	NC886	-27,82	0,97	-19,87	0,09	-20,70	1,08	-	0,02	0,11	0,04	0,04	0,02	-	0,14	0,10	
	0,82	NC332	1,01	-9,50	-45,99	0,17	-24,63	-1,82	-	0,00	0,13	0,10	0,07	0,00	-	0,15	0,11	
	0,82	NC741	-12,90	2,45	-31,39	-0,17	-27,80	-1,01	-	0,01	0,15	0,07	0,05	0,01	-	0,17	0,12	
	0,82	NC796	7,40	-4,68	-19,81	0,22	-7,24	3,37	0,00	-	0,09	0,04	0,09	-	-	0,08	0,08	
E1-E24	1,67	NC239	-140,36	0,09	-1,35	0,00	0,00	0,00	-	0,10	0,00	0,00	-	0,14	-	-	-	
F1-F8	3,15	NC808	18,15	-0,17	13,07	0,00	2,55	-0,08	-	0,02	0,03	0,04	0,01	0,14	-	0,05	0,04	
	3,15	NC243	2,67	0,00	27,00	0,00	-40,15	0,00	-	0,00	0,46	0,08	0,21	0,02	-	0,46	0,28	
G1-G24	0,48	NC837	-3,34	0,10	2,36	0,01	-4,72	-0,03	0,01	0,00	0,36	0,01	-	-	-	-	-	
	0,48	NC265	-0,39	-0,01	7,32	0,02	-7,04	0,00	0,00	0,00	0,53	0,04	-	-	-	-	-	
I1-I21	2,98	NC751	135,29	0,08	0,26	0,00	0,00	0,00	0,65	-	-	-	-	-	-	-	-	
J1-J48	23,36	NC835	39,31	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,72	-	-	-	-	-	-	-	-	

10.2 Posúdenie hlavných nosných spojov

10.2.1 Montážny spoj strešných nosníkov



Obr. 10.1: Detail montážneho spoja strešných nosníkov

Vnútorne sily v spoji: NC 777

$$N_{Ed} = 370,51 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 106,46 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 240,2 \text{ kNm}$$

Návrh skrutiek: M 30 8.8

Posúdenie kútových zvarov:

$$a = 5 \text{ mm}$$

Zvary na stojine:

Napätie od M_{Ed}

$$\sigma_{M\omega} = \frac{M_{Ed}}{I_{\omega}} \times z_1 = \frac{240,2}{2,65 \times 10^8} \times 175 = 158,46 \text{ MPa}$$

Napätie od N_{Ed}

$$\sigma_{N\omega} = \frac{N_{Ed}}{a \times l_{eff}} = \frac{370,51}{5 \times 1970} = 37,62 \text{ MPa}$$

Napätie od V_{Ed}

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{2 * a * h_w} = \frac{106,46}{2 * 5 * 340} = 31,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{\sigma_{M\omega}}{\sqrt{2}} + \frac{\sigma_{N\omega}}{\sqrt{2}} = \frac{158,46}{\sqrt{2}} + \frac{37,62}{\sqrt{2}} = 138,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 138,65 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_{\omega} \times \gamma_{M,2}} \wedge \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M,2}}$$

$$\sqrt{138,65^2 + 3 \times (138,65^2 + 31,31^2)} = 282,55 \text{ MPa} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = 138,65 \text{ MPa} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M,2}} = 259,2 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

Zvary na pásniciach:

Napätie od M_{Ed}

$$\sigma_{M\omega} = \frac{M_{Ed}}{I_{\omega}} \times z_1 = \frac{240,2}{2,65 \times 10^8} \times 202,5 = 183,36 \text{ MPa}$$

Napätie od N_{Ed}

$$\sigma_{N\omega} = \frac{N_{Ed}}{a \times l_{eff}} = \frac{370,51}{5 * 1970} = 37,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{\sigma_{M\omega}}{\sqrt{2}} + \frac{\sigma_{N\omega}}{\sqrt{2}} = \frac{183,36}{\sqrt{2}} + \frac{37,62}{\sqrt{2}} = 156,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 156,26 \text{ MPa}$$

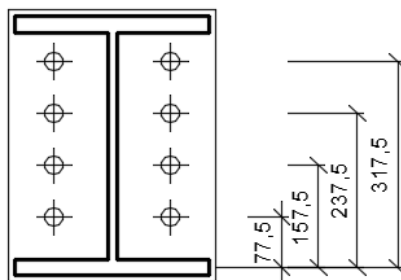
$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times \tau_{\perp}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_{\omega} \times \gamma_{M,2}} \wedge \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M,2}}$$

$$\sqrt{138,65^2 + 3 \times (138,65^2 + 31,31^2)} = 312,51 \text{ MPa} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = 156,26 \text{ MPa} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M,2}} = 259,2 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

Určenie momentu:



Obr. 10.2: Rozdelenie síl na nosníku

$$F_{1,Ed} = \frac{M_{Ed} \times r_1}{2 \times (r_2^2 + r_3^2 + r_4^2)} = \frac{240,2 \times 0,3175}{2 \times (0,2375^2 + 0,1575^2 + 0,0775^2)} = 202,80 \text{ kN}$$

$$F_{2,Ed} = \frac{F_1 \times r_2}{r_1} = \frac{202,80 \times 0,2375}{0,3175} = 151,70 \text{ kN}$$

$$F_{3,Ed} = \frac{F_1 \times r_3}{r_1} = \frac{202,80 \times 0,1575}{0,3175} = 100,60 \text{ kN}$$

$$F_{4,Ed} = \frac{F_1 \times r_4}{r_1} = \frac{202,80 \times 0,0775}{0,3175} = 49,50 \text{ kN}$$

Posúdenie ťahovej únosnosti skrutky:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 800 \times 10^3 \times 561 \times 10^{-6}}{1,25} = 323,14 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{8} + F_{1,Ed} = 249,11 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} > F_{t,Ed} \rightarrow 323,14 > 249,11 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Posúdenie únosnosti skrutky v strihu:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^3 \times 561 \times 10^{-6}}{1,25} = 215,42 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{8} = \frac{106,46}{8} = 13,31 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} > F_{v,Ed} \rightarrow 215,42 > 13,31 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Posúdenie únosnosti v otláčení:

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \times \frac{70}{32} - 1,7 = 4,42 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,00}{\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22} \\ \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{80}{3 \times 32} = 0,83 \\ \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 = \frac{80}{3 \times 32} - 0,25 = 0,583 \end{array} \right\} = 0,583$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,583 \times 360 \times 10^3 \times 0,03 \times 0,04}{1,25} = 504 \text{ kN}$$

$$F_{b,Ed} = \frac{V_{Ed}}{8} = \frac{106,46}{8} = 13,31 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} > F_{b,Ed} \rightarrow 504 > 13,31 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Únosnosť v pretlačení hlavy skrutky:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,6 \times \pi \times 0,04955 \times 0,04 \times \frac{360 \times 10^3}{1,25} = 1\,075,69 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{8} + F_{1,Ed} = 249,11 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} > F_{t,Ed} \rightarrow 1\,075,69 > 249,11 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Kombinácia strihu a ťahu:

Skrutky namáhané súčasne strihom a ťahom musia spĺňať podmienku:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,00$$

$$\frac{13,31}{215,42} + \frac{249,11}{1,4 \times 323,14} = 0,612 \leq 1,00$$

Vyhovuje

Vplyv páčenia podľa ČSN:

1. Porušenie dosky T-profilu

$$t_p = 40\text{ mm}; m = 76,84\text{ mm}; m_1 = 76,84\text{ mm}; m_2 = 39,34\text{ mm}; p = 80\text{ mm};$$

$$e = 70\text{ mm}; \alpha = 6,49;$$

$$l_{eff1} = \min(2\pi m, \alpha m, \pi m + p, 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)) = 330,29\text{ mm}$$

$$M_{pl1,Rd} = \frac{l_{eff1} \times t_p^2 \times f_y}{4 \times \gamma_{M0}} = \frac{0,33029 \times 0,040^2 \times 235 \times 10^3}{4 \times 1,00} = 31,05\text{ kNm}$$

$$F_{Tl1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 31,05}{0,07967} = 1\,559\text{ kN}$$

2. Porušenie dosky T-profilu a skrutiek

$$l_{eff2} = \min(\alpha m, 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)) = 361,94\text{ mm}$$

$$M_{pl2,Rd} = \frac{l_{eff2} \times t_p^2 \times f_y}{4 \times \gamma_{M0}} = \frac{0,36194 \times 0,040^2 \times 235 \times 10^3}{4 \times 1,00} = 34,02\text{ kNm}$$

$$F_{Tl2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 34,02 + 0,07 \times 8 \times 323,14}{0,07967 + 0,07} = 1\,664\text{ kN}$$

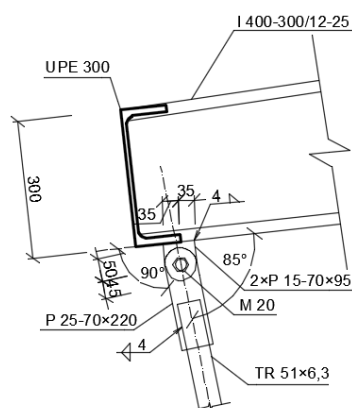
3. Porušenie skrutiek

$$F_{Tl3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 8 \times 323,14 = 2\,585\text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} > F_{T,Ed} \rightarrow 1\,559 > 1\,379\text{ kN}$$

Vyhovuje

10.2.2 Prípoj tiahla na strešný nosník



Obr. 10.3: Detail prípoja tiahla k strešnému nosníku

Vnútorné sily v spoji: NC 751

$$N_{Ed} = 135,29 \text{ kN}$$

Návrh skrutky: M 20 8.8

Čapové spoje u ktorých nie je požadované voľné pootáčanie a zároveň dĺžka čapu nie je väčšia ako trojnásobok jeho priemeru sa môžu posudzovať ako skrutkové spoje s jednou skrutkou.

Posúdenie únosnosti skrutky v strihu (dvojstrižný spoj):

$$F_{v,Rd} = 2 \times \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^3 \times 245 \times 10^{-6}}{1,25} = 188,16 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} > F_{v,Ed} \rightarrow 188,16 > 135,29 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Posúdenie únosnosti v otláčení (plech privarený na strešnom nosníku):

Návrh plechu: P 15 – 95×70, ocel S 235

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \times \frac{35}{22} - 1,7 = 2,75 \right. \\ \left. 1,5 \right\} = 1,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22 \right. \\ \left. \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{45}{3 \times 22} = 0,68 \right\} = 0,68$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,5 \times 0,68 \times 360 \times 10^3 \times 0,02 \times 0,015}{1,25} = 88,36 \text{ kN}$$

$$F_{b,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{135,29}{2} = 67,65 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} > F_{b,Ed} \rightarrow 88,36 > 67,65 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Posúdenie únosnosti v otláčení (plech privarený na tiahlo):

Návrh plechu: P 25 – 220×70, oceľ S 235

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \times \frac{35}{22} - 1,7 = 2,75 \right\} = 1,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22 \\ \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{45}{3 \times 22} = 0,68 \end{array} \right\} = 0,53$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,5 \times 0,53 \times 360 \times 10^3 \times 0,02 \times 0,025}{1,25} = 147,27 \text{ kN}$$

$$F_{b,Ed} = 135,29 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} > F_{b,Ed} \rightarrow 147,27 > 135,29 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Posúdenie únosnosti vytrhnutia skrutky pri namáhaní ťahom (plech na nosníku):

$$A_{nt} = t_p \times (a_2 - 0,5d_0) = 15 \times (45 - 11) = 510 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = t_p \times (a_1 - 0,5d_0) = 15 \times (35 - 11) = 360 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff1,Rd} = \frac{A_{nt} \times f_u}{\gamma_{M2}} + \frac{A_{nv} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{510 \times 10^{-6} \times 360000}{1,25} + \frac{510 \times 10^{-6} \times 235000}{\sqrt{3} \times 1,00} = 195,72 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{135,29}{2} = 67,65 \text{ kN}$$

$$V_{eff1,Rd} > F_{t,Ed} \rightarrow 195,72 > 67,65 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Posúdenie únosnosti vytrhnutia skrutky pri namáhaní ťahom (plech na tiahle):

$$A_{nt} = t_p \times (a_2 - 0,5d_0) = 25 \times (45 - 11) = 850 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = t_p \times (a_1 - 0,5d_0) = 25 \times (35 - 11) = 600 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff1,Rd} = \frac{A_{nt} \times f_u}{\gamma_{M2}} + \frac{A_{nv} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{850 \times 10^{-6} \times 360000}{1,25} + \frac{600 \times 10^{-6} \times 235000}{\sqrt{3} \times 1,00} = 326,21 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = 135,29 \text{ kN}$$

$$V_{eff1,Rd} > F_{t,Ed} \rightarrow 326,21 > 135,29 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Posúdenie zvarov:

Z technologického hľadiska je nevhodné použiť na oba plechy privarené na strešný nosník kútové zvary. Preto bude jeden plech privarený dvoma kútovými zvarmi a druhý bude privarený tupým zvarom.

Posúdenie tupého zvaru:

Únosnosť tupého zvaru je za predpokladu vyššej pevnosti zváraného materiálu daná návrhovou únosnosťou slabšieho zo spojovaných materiálov. Tá sa však musí redukovať súčiniteľom pevnosti zvaru γ_r .

Posúdenie plechu na ťah:

$$A_{pl} = t_p \times h_p = 0,015 \times 0,07 = 1,05 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$N_{Rd} = \frac{A_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,05 \times 10^{-3} \times 235000}{1,00} = 246,75 \text{ kN}$$

Posúdenie tupého zvaru:

$$N_{zRd} = \gamma_r \times N_{Rd} = 0,7 \times 246,75 = 172,73 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{135,29}{2} = 67,65 \text{ kN}$$

$$N_{zRd} > F_{t,Ed} \rightarrow 172,73 > 67,65 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Posúdenie kútových zvarov (plech na strešnom nosníku):

$$a = 4 \text{ mm}; L = 70 \text{ mm}; \beta_\omega = 0,8$$

Rozloženie síl:

$$N = N_{Ed} \times \cos(5^\circ) / 2 = 67,39 \text{ kN}$$

$$V = N_{Ed} \times \sin(5^\circ) / 2 = 5,9 \text{ kN}$$

Napätie od N_{Ed}

$$\sigma_{N\omega} = \frac{N}{2 \times a \times L} = \frac{67,39}{2 \times 4 \times 70} = 67,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{V}{2 \times a \times L} = \frac{5,9}{2 \times 4 \times 70} = 10,53 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{\sigma_{N\omega}}{\sqrt{2}} = \frac{67,39}{\sqrt{2}} = 85,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 85,09 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_{\omega} \times \gamma_{M,2}} \wedge \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M,2}}$$

$$\sqrt{85,09^2 + 3 \times (85,09^2 + 10,53^2)} = 171,15 \text{ MPa} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = 85,09 \text{ MPa} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M,2}} = 259,2 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

Posúdenie kútových zvarov (plech na tiahle):

$$a = 3 \text{ mm}; L = 100 \text{ mm}; \beta_{\omega} = 0,8$$

Napätie od N_{Ed}

$$\sigma_{N\omega} = 0 \text{ MPa}$$

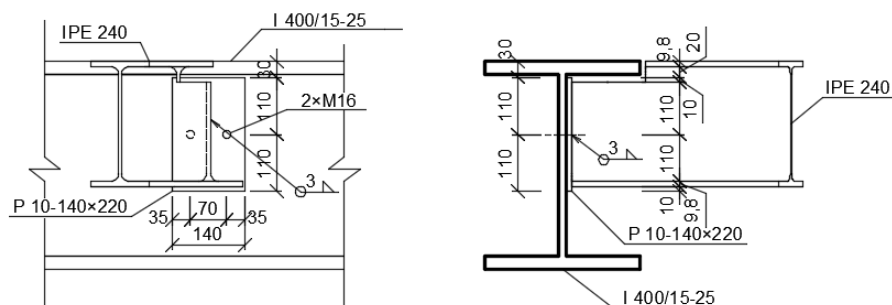
$$\tau_{\parallel} = \frac{N_{Ed}}{4 \times a \times L} = \frac{135,29}{4 \times 3 \times 100} = 112,74 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_{\omega} \times \gamma_{M,2}} \wedge \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M,2}}$$

$$\sqrt{0^2 + 3 \times (0^2 + 112,74^2)} = 195,27 \text{ MPa} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

10.2.3 Prípoj stropnice k strešnému nosníku



Vnútorne sily v spoji: NC 239

$$N_{Ed} = -140,36 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \text{ kN}$$

Osa pripojovaného nosníka nie je kolmá na osu strešného nosníka. Výsledné zložky namáhania v spoji sú rozložené podľa uhla ktorý nosníky zvierajú.

Rozloženie síl:

$$N = N_{Ed} \times \cos(22^\circ) = 130,14 \text{ kN}$$

$$V = N_{Ed} \times \sin(22^\circ) = 52,58 kN$$

Posúdenie kútových zvarov:

$$a = 3\text{mm}$$

Zvary na stojine:

Napätie od N

$$\sigma_{N\omega} = \frac{N}{a \times l_{eff}} = \frac{130,14}{3 \times 627,12} = 69,17 \text{ MPa}$$

Napätie od V_{Ed}

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{2 \times a \times h_{\omega}} = \frac{1,35}{2 \times 3 \times 175} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{\sigma_{N\omega}}{\sqrt{2}} = \frac{69,17}{\sqrt{2}} = 48,91 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 48,91 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_{\omega} \times \gamma_{M,2}} \wedge \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M,2}}$$

$$\sqrt{48,91^2 + 3 \times (48,91^2 + 1,29^2)} = 97,85 \text{ MPa} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = 48,91 \text{ MPa} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M,2}} = 259,2 \text{ MPa}$$

Vyhovuje*Zvarty na pásniciach:*Napätie od N_{Ed}

$$\sigma_{N\omega} = \frac{N}{a \times l_{eff}} = \frac{130,14}{3 \times 627,12} = 69,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{V\omega} = \frac{V}{2 \times a \times b_{\omega}} = \frac{52,58}{2 \times 3 \times 140} = 62,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{\sigma_{V\omega}}{\sqrt{2}} = \frac{62,59}{\sqrt{2}} = 44,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{\sigma_{N\omega}}{\sqrt{2}} = \frac{69,17}{\sqrt{2}} = 48,91 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 48,91 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_{\omega} \times \gamma_{M,2}} \wedge \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M,2}}$$

$$\sqrt{48,91^2 + 3 \times (48,91^2 + 44,26^2)} = 124,29 \text{ MPa} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = 48,91 \text{ MPa} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M,2}} = 259,2 \text{ MPa}$$

Vyhovuje*Posúdenie oslabeného prierezu na tlak:*

$$N_{cRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,454 \times 10^{-3} \times 235000}{1,00} = 576,59 \text{ kN}$$

$$N_{cRd} > N_{Ed} \rightarrow 172,73 > 140,36 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Navrhujem skrutky: M 16 8.8

Posúdenie únosnosti skrutky v strihu:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^3 \times 157 \times 10^{-6}}{1,25} = 60,29 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{2} = \frac{52,58}{2} = 26,29 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} > F_{v,Ed} \rightarrow 60,29 > 26,29 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Posúdenie únosnosti v otláčení:

Navrhujem čelnú dosku: P10 – 140×220, oceľ S235

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \times \frac{110}{18} - 1,7 = 15,41 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22 \\ \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{35}{3 \times 18} = 0,648 \end{array} \right\} = 0,648$$

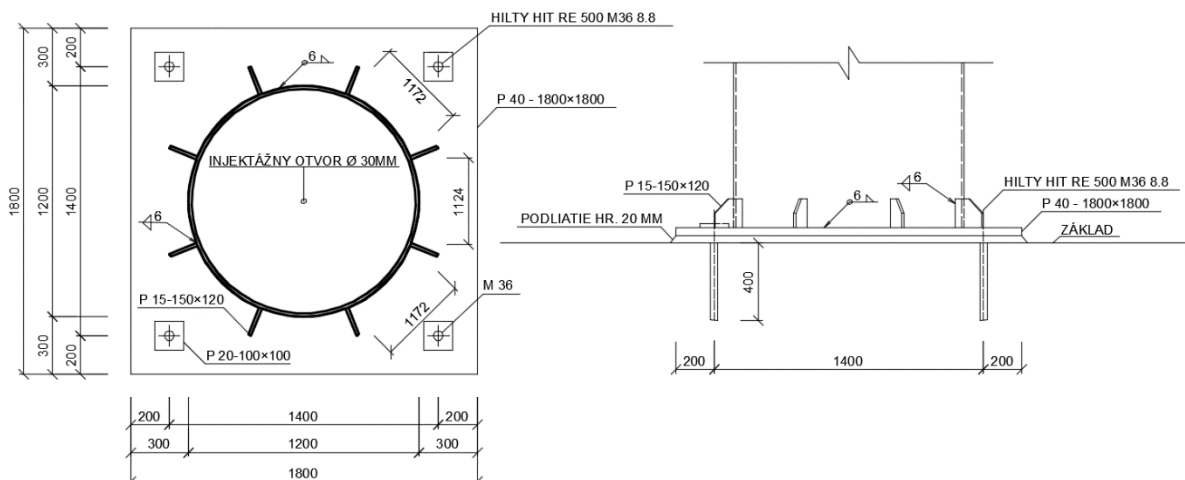
$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,648 \times 360 \times 10^3 \times 0,016 \times 0,01}{1,25} = 74,67 \text{ kN}$$

$$F_{b,Ed} = V = 52,58 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} > F_{b,Ed} \rightarrow 74,67 > 52,58 \text{ kN}$$

Vyhovuje

10.2.4 Ohybovo tuhé kotvenie stĺpu



Vnútorne sily v spoji: NC 804

$$R_z = 1\,801,05 \text{ kN}$$

$$R_x = 65,31 \text{ kN}$$

$$R_y = 54,92 \text{ kN}$$

$$M_{Edx} = 1245,49 \text{ kNm}$$

$$M_{Edy} = 737,4 \text{ kNm}$$

Betón triedy C 25/30, oceľ S235

$$a_1 = \min(b_2, 5a, a + h_{patky}, 5b) = 3000 \text{ mm}$$

$$b_1 = \min(d_2, 5b, b + h_{patky}, 5a) = 3000 \text{ mm}$$

Posúdenie zvislých zvarov výztuh (najväčšia tlaková kombinácia NC 457):

$$N = 2071,79 \text{ kN}$$

Návrh výšky výztuhy: $L = 250 \text{ mm}$

$$a = 6 \text{ mm}$$

Napätie od N

$$\tau_{\parallel} = \frac{N}{2 \times a \times L \times 8} = \frac{2\,071,79}{2 \times 6 \times 120 \times 8} = 179,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_{\omega} \times \gamma_{M,2}} \wedge \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M,2}}$$

$$\sqrt{0^2 + 3 \times (0^2 + 179,84^2)} = 311,49 \text{ MPa} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = 0 \text{ MPa} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M,2}} = 259,2 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

Posúdenie kútových zvarov okolo stĺpu:

$a = 6 \text{ mm}$

Napätie od V_{Edx}

$$\tau_{\parallel 1} = \frac{R_x}{a \times l_{eff} \times 0,3} = \frac{65,31}{6 \times 6170,71 \times 0,3} = 5,88 \text{ MPa}$$

Napätie od V_{Edy}

$$\tau_{\parallel 2} = \frac{R_y}{a \times l_{eff} \times 0,3} = \frac{54,92}{6 \times 6170,71 \times 0,3} = 4,95 \text{ MPa}$$

Napätie od N_{Ed}

$$\sigma_{N\omega R} = \frac{R_z}{a \times l_{eff}} = \frac{1\,801,05}{6 \times 6170,71} = 48,65 \text{ MPa}$$

Napätie od M_{Edx}

$$\sigma_{M\omega x} = \frac{M_{Edx}}{I_{\omega}} \times z_1 = \frac{1245,49}{7,56 \times 10^9} \times 604,24 = 99,51 \text{ MPa}$$

Napätie od M_{Edy}

$$\sigma_{M\omega y} = \frac{M_{Edy}}{I_{\omega}} \times z_1 = \frac{737,4}{7,56 \times 10^9} \times 604,24 = 58,92 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{\sigma_{M\omega x}}{\sqrt{2}} + \frac{\sigma_{M\omega y}}{\sqrt{2}} + \frac{\sigma_{N\omega R}}{\sqrt{2}} = \frac{99,51}{\sqrt{2}} + \frac{58,92}{\sqrt{2}} + \frac{48,65}{\sqrt{2}} = 146,42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 146,42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_{\parallel 1} + \tau_{\parallel 2} = 10,82 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M,2}} \wedge \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M,2}}$$

$$\sqrt{146,42^2 + 3 \times (146,42^2 + 10,82^2)} = 293,45 \text{ MPa} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = 146,42 \text{ MPa} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M,2}} = 259,2 \text{ MPa}$$

Vyhovuje*Posúdenie únosnosti pätného plechu:*

Výška podliatia : 40 mm

Súčiniteľ koncentrácie napätia:

$$k_j = \sqrt{\frac{(a_1 \times b_1)}{(a \times b)}} = \sqrt{\frac{(3 \times 3)}{(1,8 \times 1,8)}} = 1,67$$

Návrhová pevnosť betónu:

$$f_{jd} = \beta_j \times k_j \times f_{cd} = \frac{2}{3} \times 1,67 \times 16,67 = 18,52 \text{ MPa}$$

Funkčný presah dosky:

$$c = t_p \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}}} = 40 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 18,52 \times 1,00}} = 82,26 \text{ mm}$$

Efektívna plocha pätného plechu:

$$A_{eff} = 0,886573 \text{ m}^2$$

Návrhová únosnosť v tlaku:

$$F_{C1Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 0,887 \times 18,52 \times 10^3 = 16\,418,02 \text{ kN}$$

$$F_{CEd} = R_z + \frac{M_{Edx}}{0,9} + \frac{M_{Edy}}{0,9} = 4\,004,2 \text{ kN}$$

$$F_{C1Rd} > F_{CEd} \rightarrow 16\,418,02 > 4\,004,2 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Návrhová únosnosť v ohybe (T-profil v ohybe):

$$m = 93,12 \text{ mm}; e_a = 200 \text{ mm}; e_b = 200 \text{ mm}; e_c = 100 \text{ mm}; p = 1400 \text{ mm};$$

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{c} 4m + 1,25e_a \\ 4\pi m \\ 0,5b_1 \\ 2m + 0,625e_b + 0,5p \\ 2m + 0,625e_b + e_a \\ 2\pi m + 4e_b \\ 2\pi m + 2p \end{array} \right\} = 511,42 \text{ mm}$$

$$F_{Tl1,Rd} = \frac{2 \times L_{eff} \times t_p^2 \times f_y}{4 \times m \times \gamma_{M0}} = \frac{2 \times 511,42 \times 40 \times 235}{4 \times 93,12 \times 1,00} = 1\,031,49 \text{ kN}$$

$$F_{CEd} = R_z - \frac{M_{Edx}}{0,9} - \frac{M_{Edy}}{0,9} = -402,2 \text{ kN}$$

$$F_{C1Rd} > F_{CEd} \rightarrow 1\,031,49 > 402,2 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Najväčšie tlakové a ťahové sily pôsobiace na pätný plech boli spočítané pomocou pružného rozloženia ohybových momentov na pätný plech. Posúdenie únosnosti kotevných skrutiek je uvedené v prílohe P 9, a je vyhotovené v programe Hilti PROFIS Anchor.

Prenos vodorovných síl:

$$\mu = 0,2$$

$$V_{Rd} = \mu \times R_z = 0,2 \times 1801 = 360,21 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{R_x^2 + R_y^2} = \sqrt{65,31^2 + 54,92^2} = 85,32 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} \rightarrow 360,21 > 85,32 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Nie je potrebné navrhnuť šmykovú zarážku.

Spoj je posúdený na prevádzkový stav zaťaženia. Namáhanie spoja pri montáži je výrazne odlišné. Vznikajú výrazne väčšie ohybové momenty a nižšia normálová sila ktorá spoj stabilizuje. Hodnoty namáhania sú spočítané a uvedené v prílohe P 3. Projektant navrhuje pre prenesenie dočasného namáhania v spoji provízorné kotvenie nosného stĺpu lanami. Tie sú ukotvené do oceľobetónového venca stien a do kotiev navarených po obvodu stĺpu. Kotvenie do venca je následne využité pre ukotvenie predpätých lán a kotvy na stĺpe budú po montáži predpätých lán odrezané a povrch bude následne obrúsený a natrený ochannými prostriedkami.

11.MEDZNÝ STAV POUŽITEĽNOSTI

11.1 Zvislé priehyby

Najväčší relatívny priehyb vznikne na strešnom nosníku. Je to konzolový prvok dĺžka L je dvojnásobná. Deformácia je spôsobená touto kombináciou:

$$1,00 \times LC1 + 1,00 \times LC2 + 1,00 \times LC5 + 1,00 \times LC6 + 1,00 \times LC8$$

$$\delta_{max} = L/250 = 7500/250 = 30 \text{ mm} > 17,4 \text{ mm}$$

Vyhovuje

11.2 Vodorovné priehyby

Pre celú konštrukciu

Deformácia spôsobená kombináciou:

$$1,00 \times LC1 + 1,00 \times LC2 + 1,00 \times LC5 + 1,00 \times LC6 + 1,00 \times LC8 + 1,00 \times LC11$$

$$\delta_{max} = h_0/500 = 57100/500 = 114,2 \text{ mm} > 94,24 \text{ mm}$$

$$\sqrt{u_z^2 + u_y^2} = \sqrt{83,7^2 + 43,3^2} = 94,24 \text{ mm}$$

Vyhovuje

Pre jednotlivé podlažia

Deformácia spôsobená kombináciou:

$$1,00 \times LC1 + 1,00 \times LC2 + 1,00 \times LC5 + 1,00 \times LC6 + 1,00 \times LC8 + 1,00 \times LC11$$

$$\delta_{max} = h/300 = 25200/300 = 84 \text{ mm} > 77,65 \text{ mm}$$

$$\sqrt{u_z^2 + u_y^2} = \sqrt{68,9^2 + 35,8^2} = 77,65 \text{ mm}$$

Vyhovuje

12.ZÁVER

Táto bakalárska práca sa zaoberá rozborom konštrukčných systémov oceľových rozhľadní a následne detailnejším návrhom a posúdením konkrétneho konštrukčného systému oceľovej rozhľadne na vrchu Vysoká v meste Tachov. V rámci práce bol vytvorený základný popis konštrukcie a boli určené zaťaženia pôsobiace na konštrukciu. Pretože ide o vysokú a štíhlu oceľovú konštrukciu zvýšená pozornosť bola venovaná výpočtu zaťaženia od vetra.

Po definovaní zaťažení boli navrhnuté predbežné profily nosných prvkov. Bol vytvorený výpočtový model v programe Scia Engineer pomocou ktorého boli určené vnútorné sily a deformácie konštrukcie. Správnosť modelu bola overená ručným výpočtom vybraných nosných prvkov a porovnaním hodnôt so softvérom.

Keďže dominantou vybranej konštrukcie sú laná kotvené v kruhovom pôdoryse po obvode konštrukcie, pozornosť bola venovaná aj vplyvu týchto predpätých lán na zaistenie tuhosti konštrukcie. Bola teda vytvorená analýza statickej a dynamickej odozvy konštrukcie zameraná na vplyv veľkosti predpätia v lanách. V analýze sa došlo k záveru že najoptimálnejšia hodnota výpočtovej počiatočnej osovej sily v lane je 32 kN. Pôsobenie tejto sily znižuje ohybové namáhanie nosného prvku takmer o 1250 kNm. Predpínanie lán pôsobí pozitívne aj na dynamickú odozvu konštrukcie kde došlo k zvýšeniu vlastnej frekvencie konštrukcie o 0,397 Hz. Analýzou bolo navyše zistené, že pri vnesení ľubovoľnej osovej sily do lán model stratí približne 32% z výpočtom vnesenej sily do lán vplyvom deformácie konštrukcie od vneseného napätia.

Po vyladení výpočtového modelu bol vybraný spôsob globálnej analýzy konštrukcie a následne boli spočítané vnútorné sily a deformácie. Následne bol prevedený podrobný statický posudok nosných prvkov rozhľadne, ako aj návrh a posudok spojov. Medzný stav únosnosti aj použiteľnosti bol spočítaný pomocou Eurokódu.

PodĎakovanie

Touto cestou by som chcel poďakovať Ing. Davidovi Mikoláškov, Ph.D. za cenné rady a pomoc pri modelovaní priestorovej konštrukcie v software Scia Engineer.

Zvláštne poďakovanie patrí vedúcemu mojej bakalárskej práce Ing. Miroslavovi Rosmanitovi, Ph.D. za poskytnutú odbornú pomoc, cenné rady a množstvo času venovaného na konzultácie pri tvorbe mojej bakalárskej práce.

ZOZNAM OBRÁZKOV

Obr. 2.1: Rozhl'adňa Fajtův kopec [21].....	12
Obr. 2.2: Rozhl'adňa Hýlačka [22]	14
Obr. 2.3: Rozhl'adňa na Hraničnom vrchu, Albrechtice [23]	16
Obr. 3.1: Rozhl'adňa na vrchu Vysoká [17]	18
Obr. 4.1: Na ľavej strane vygenerované zaťaženie, vpravo smer pôsobenia	23
Obr. 4.2: Vlastná tiaž zábradlia vyhlíadky	23
Obr. 4.3: Na ľavej strane vygenerované zaťaženie, vpravo smer pôsobenia	25
Obr. 4.4: Úžitkové zaťaženie – plné.....	26
Obr. 4.5: Úžitkové zaťaženie – polovičné.....	26
Obr. 4.6: Rozklad zaťaženia schodiskového stupňa.....	28
Obr. 4.7: Úžitkové zaťaženie schodiska, vľavo celé, vpravo polovičné	28
Obr. 4.8: Rozloženie snehu, vľavo nenaviaty, vpravo naviaty.....	30
Obr. 4.9: Rozklad zaťaženia snehom do roviny a na nosníky	30
Obr. 4.10: Smery zaťaženia vetrom	31
Obr. 4.11: Stanovenie referenčnej výšky	34
Obr. 4.12: Zaťažovacie oblasti strechy.....	46
Obr. 5.1: Zjednodušený model nosného prvku[2].....	53
Obr. 5.2: Zaťaženia pôsobiace na nosník strechy.....	56
Obr. 5.3: Zaťaženia pôsobiace na nosníky podesty.....	56
Obr. 5.4: Prierez zvaraného nosníka.....	57
Obr. 6.1: Model spodnej stavby	59
Obr. 6.2: Model vrchnej stavby.....	60
Obr. 6.3: Vizualizácia výpočtového modelu	61
Obr. 6.4: Zaťažovacie stavy 1-6	62

Obr. 6.5: Zaťažovacie stavy 7-11	63
Obr. 7.1: Vlastné tvary model MG1	69
Obr. 8.1: Jednoduchý model s lanom	72
Obr. 8.2: Rozklad na zložky deformácií sústavy.....	74
Obr. 8.3: Jednoduchý model s predpätým lanom	75
Obr. 8.4: Zmenšenie vodorovnej zložky zaťaženia	76
Obr. 8.5: Vlastné frekvencie a min. ťahové sily v lanách závislé na veľkosti predpätia	76
Obr. 8.6: Závislosť normálových síl a ohyb. momentov na veľkosti predpätia.....	77
Obr. 10.1: Detail montážneho spoja strešných nosníkov	86
Obr. 10.2: Rozdelenie síl na nosníku	88
Obr. 10.3: Detail prípoja tiahla k strešnému nosníku.....	90

ZOZNAM TABULIEK

Tab. 4.1: Zaťaženie na vnútornej obruči vyhliadky	22
Tab. 4.2: Posúdenie únosnosti roštu	22
Tab. 4.3: Zaťaženie na vonkajšej obruči vyhliadky	22
Tab. 4.4: Stále zaťaženie od zábradlia vyhliadky.....	23
Tab. 4.5: Stále zaťaženie od zábradlia schodiska.....	24
Tab. 4.6: Stále zaťaženie od strešného plášťa	24
Tab. 4.7: Úžitkové zaťaženie na plochu vyhliadkovej plošiny	25
Tab. 4.8: Úžitkové zaťaženie na plochu schodiska	27
Tab. 4.9: Zaťaženie snehom	29
Tab. 4.10: Výpočet veličín po výške konštrukcie	33
Tab. 4.11: Súčinitele zaťaženia vetrom	44
Tab. 4.12: Výsledné zaťaženie na nosný stĺp	44
Tab. 4.13: Výsledné zaťaženia na tiahla	44
Tab. 4.14: Výsledné zaťaženie na spodnú ochodzu	44
Tab. 4.15: Výsledné zaťaženie na vrchnú ochodzu.....	45
Tab. 4.16: Výsledné hodnoty súčiniteľov tlaku a sily	47
Tab. 4.17: Rozloženie zaťaženia na nosníky	47
Tab. 4.18: Účinná korelačná dĺžka ako funkcia amplitúdy kmitania	51
Tab. 6.1: Zaťažovacie stavy pôsobiace na rozhl'adňu	61
Tab. 6.2: Porovnanie ručného výpočtu zo software	65
Tab. 7.1: Vlastné frekvencie jednotlivých modelov bez lán a predpätia.....	68
Tab. 10.1: Posúdenie hlavných nosných prvkov	85

ZOZNAM POUŽITÝCH ZDROJOV

Poskytnuté podklady

- [1] Technická správa: Rozhledna Tachov Vysoká, Stavebne technické riešenie
- [2] Perspektívy stavby: Rozhledna Tachov Vysoká, Architektonicko stavebné riešenie, Ing. Arch.Jirí Hysek, Ing. Iva Miková
- [3] Výkresová dokumentácia ocelevej rozhľadne: Rozhledna Tachov Vysoká, Stavebne konštrukčné riešenie, Ing. David Chmelík

Normy

- [4] ČSN EN 1990. Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2011. 76 s.
- [5] ČSN EN 1991-1-1. Eurokód 1: *Zatížení – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut , 2004. 44 s.
- [6] ČSN EN 1991-1-3. Eurokód 1: *Zatížení – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, červen 2005. 52 s.
- [7] ČSN EN 1991-1-3. Eurokód 1: *Zatížení – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, duben 2007. 124 s.
- [8] ČSN EN 1993-1-1. Eurokód 3: *Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, prosinec 2006. 96 s.
- [9] ČSN EN 1993-1-8. Eurokód 3: *Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-8: Navrhování styčníků*. Praha: Český normalizační institut, prosinec 2006. 128 s.
- [10] ČSN EN 1993-3-1. Eurokód 3: *Navrhování ocelových konstrukcí – Část 3-1: Stožáry a komíny – Stožáry*. Praha: Český normalizační institut, září 2008. 80 s.
- [11] ČSN ISO 12494. *Zatížení konstrukcí námrazou*. Praha: Český normalizační institut, 2010
- [12] ČSN 01 3483. *Výkresy stavebních konstrukcí. Výkresy kovových konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, červen 1986. 44 s.

Literatúra a odborné časopisy

- [13] PIRNER, Miroš a Ondřej FISCHER. *Zatížení staveb větrem*. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2003. ISBN 80-86769-10-0.
- [14] PIRNER, Miroš a Ondřej FISCHER. *Dynamika ve stavební praxi*, 1. Vydání. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2010. 312 s. ISBN 978-80-87438-18-3.
- [15] WALD, František. *Základy navrhování ocelových konstrukcí podle ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8*. Ostrava: Česká asociace ocelových konstrukcí, 2010. ISBN 978-80-904535-00.
- [16] STUDNÍČKA, Jiří. *Ocelové konstrukce I*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04800-9.
- [16] BROŽOVSKÝ, Jiří a Alois MATERNA. *Metoda konečných prvků ve stavební mechanice*. Ostrava: Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava a Západočeská univerzita v Plzni, 2012.

Internetové zdroje

- [17] ARCHINFO. *Rozhládňa na vrchu Vysoká, ČR* [online]. [cit. 2017-04-06]. Dostupné z: <https://goo.gl/Yzwsxy>
- [18] LAHODNÝ, Jiří, Vladimír JANATA a Stanislav POSPÍŠIL. *Zatížení štíhlých konstrukcí větrem podle evropských norem* [online]. 2010-03 [cit. 2017-04-06]. Dostupné z: <https://goo.gl/e75BfN>
- [19] KONSTRUKCE, ODBORNÝ ČASOPIS PRO STAVEBNICTVÍ A STROJIRENSTVÍ. *Dynamika kotvených stožárů* [online]. 2008-06 [cit. 2017-04-06]. Dostupné z: <https://goo.gl/NLrKrU>
- [20] SALAJKA, Vlastislav. *Dynamika: Stavebních konstrukcí* [online]. 2009 [cit. 2017-04-06]. Dostupné z: <https://goo.gl/hrKWte>
- [21] KONSTRUKCE. *Rozhledna Fajtov kopec* [online]. 2015-07 [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: <https://goo.gl/GDuula>
- [22] KONSTRUKCE. *Nová rozhledna Hýlačka* [online]. 2016-10 [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: <https://goo.gl/D3ej7Y>
- [23] KONSTRUKCE. *Rozhledna Hraniční vrch, Město Albrechtice* [online]. 2012-03 [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: goo.gl/xGwh2S

ZOZNAM PRÍLOH

Príloha č.1 – Súhlas na vydanie projektovej dokumentácie stavby na študijné účely

Príloha č.2 – Únosnosti schodiskových roštov

Príloha č.3 – Výstup Scia Engineer – lineárny výpočet hlavných prvkov

Príloha č.4 – Údaje z analýzy dynamickej odozvy a veľkosti predpätia lán

Príloha č.5 – Stabilitné kombinácie

Príloha č.6 – Kombinácie zaťažovacích stavov

Príloha č.7 – Priebehy vnútorných síl vybraných prvkov

Príloha č.8 – Podrobná časť statického posudku

Príloha č.9 – Posudok kotevných skrutiek

VÝKRESY

Výkres č.1 – Projektová dokumentácia pre stavebné riadenie

Výkres č.2 – Detaily

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Štíhla ocel'ová rozhľadňa

Slender steel tower

PRÍLOHY

Študent:

Ondrej Kvašňovský

Vedúci bakalárskej práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2017

P 1: Súhlas na vydanie projektovej dokumentácie stavby na študijne účely

Městský úřad Tachov

Hornická 1695, 347 01 TACHOV

Odbor výstavby a územního plánování

Váš dopis čj.:

Ze dne:

Spis. značka: 11038/2016 - OVÚP

Naše č.j.: 11039/2016 - OVÚP/TC

Ondrej Kvašňovský

Horný Vadičov 231

023 45 Horný Vadičov

Slovenská republika

Vyřizuje: Ing. František Svoboda

Telefon: 374 774 150

E-mail: frantisek.svoboda@tachov-mesto.cz

Datum: 23.11.2016

Poskytnutí informace - kopie projektové dokumentace stavby rozhledna Vysoká

Na základě Vaší žádosti a souhlasu s poskytnutím kopie projektové dokumentace uděleného vlastníkem stavby – městem Tachov odbor výstavby a územního plánování Městského úřadu Tachov, jako stavební úřad příslušný podle § 13 odst. 1 písm. c) zákona č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu, ve znění pozdějších předpisů (stavební zákon), požadované kopie stavby rozhledny Vysoká poskytuje v souladu s § 168 odst. 2 stavebního zákona.

Požadované informace jsou dle Vašeho přání zaslány formou emailu na požadovanou adresu ondrej.kvasnovsky.st@vsb.cz.

S pozdravem

Ing. František Svoboda
vedoucí odboru výstavby
a územního plánování

P 2: Únosnosti schodiskových roštů

Únosnosti > rozteč nosných pásek 25 mm

Únosnosti jsou zpracovány pro roztečný modul 25 mm a 33,3 mm, pro zatížení spojitě (Fv) a zatížení osamělou silou (Fp) působící v nejnepříznivějším místě, tj. uprostřed roštu na plošku 200 x 200 mm. Odpovídající průhyby jsou dány hodnotami fv, eventuálně fp.

Základní údaje

Hodnoty uvedené v tabulkách platí pro rošty vyrobené z oceli pevnostní třídy S 235 (dříve pevnostní řada 37) a jsou stanoveny pro výpočtovou pevnost $R_d = 210$ MPa.

Pro rošty z oceli 17 240, 1.4301 je nutno hodnoty únosnosti redukovat vynásobením koeficientu 0,9.

V únosnosti není zohledněna vlastní hmotnost roštu, je ji tedy nutno zahrnout do celkového zatížení roštu.

Nosný profil h x t (mm)	Sledovaná veličina	Vzdálenost podpor lN (mm)						
		200	300	400	500	600	700	800
30 x 2	Fv	350,00	155,56	87,50	56,00	38,89	28,57	21,88
	fv	0,30	0,80	1,30	2,10	3,00	4,10	5,30
	Fv'						24,49	16,41
	Fp	17,50	8,75	5,83	4,38	3,50	2,92	2,50
	fp	0,30	0,70	1,30	1,90	2,70	3,70	4,70
	Fp'						2,78	2,11
30 x 3	Fv	525,00	233,33	131,25	84,00	58,33	42,86	32,81
	fv	0,30	0,80	1,30	2,10	3,00	4,10	5,30
	Fv'						36,73	24,61
	Fp	26,25	13,13	8,75	6,56	5,25	4,38	3,75
	fp	0,30	0,70	1,30	1,90	2,70	3,70	4,70
	Fp'						4,18	3,17
40 x 2	Fv	686,00	304,89	171,50	109,76	76,22	56,00	42,88
	fv	0,20	0,50	1,00	1,50	2,10	2,90	3,80
	Fv'							
	Fp	34,30	17,15	11,43	8,58	6,86	5,72	4,90
	fp	0,20	0,50	0,90	1,40	2,00	2,60	3,40
	Fp'							
40 x 3	Fv	1029,00	457,33	257,25	166,64	114,33	84,00	64,31
	fv	0,20	0,50	1,00	1,50	2,10	2,90	3,80
	Fv'							
	Fp	51,45	25,73	17,15	12,86	10,29	8,58	7,35
	fp	0,20	0,50	0,90	1,40	2,00	2,60	3,40
	Fp'							
Nosný profil h x t (mm)	Sledovaná veličina	Vzdálenost podpor lN (mm)						
		900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
30 x 2	Fv	17,28	14,00	11,57	9,72	8,28	7,14	6,22
	fv	6,80	8,30	10,10	12,00	14,10	16,30	18,80
	Fv'	11,52	8,40	6,31	4,86	3,82	3,06	2,49
	Fp	2,19	1,94	1,75	1,59	1,46	1,35	1,25
	fp	5,90	7,30	8,70	10,30	12,10	13,90	15,90
	Fp'	1,66	1,34	1,10	0,92	0,79	0,68	0,59
30 x 3	Fv	25,93	21,00	17,36	14,58	12,43	10,71	9,33
	fv	6,80	8,30	10,10	12,00	14,10	16,30	18,80
	Fv'	17,28	12,60	9,47	7,29	5,74	4,59	3,73
	Fp	3,28	2,92	2,63	2,39	2,19	2,02	1,88
	fp	5,90	7,30	8,70	10,30	12,10	13,90	15,90
	Fp'	2,49	2,01	1,65	1,39	1,18	1,01	0,88
40 x 2	Fv	33,88	27,44	22,68	19,06	16,24	14,00	12,20
	fv	4,80	6,00	7,20	8,60	10,10	11,70	13,40
	Fv'	31,62	23,05	17,32	13,34	10,49	8,40	6,83
	Fp	4,29	3,81	3,43	3,12	2,86	2,64	2,45
	fp	4,20	5,20	6,20	7,40	8,60	10,00	11,40
	Fp'		3,67	3,02	2,53	2,16	1,86	1,61
40 x 3	Fv	50,81	41,16	34,02	28,58	24,36	21,00	18,29
	fv	4,80	6,00	7,20	8,60	10,10	11,70	13,40
	Fv'	47,33	34,57	25,98	20,01	15,74	12,60	10,24
	Fp	6,43	5,72	5,15	4,68	4,29	3,96	3,68
	fp	4,20	5,20	6,20	7,40	8,60	10,00	11,40
	Fp'		5,51	4,54	3,80	3,23	2,78	2,42

P 3: Výstup Scia Engineer – lineární výpočet hlavních prvků

1. Vnitřní síly na prutu

Lineární výpočet, Extrém : Globální, Systém : Hlavní

Výběr : Vše

Kombinace : CO1

Průřez : VNosná rúra - Trubka (1200; 20)

Dílec	css	dx [mm]	Stav	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B1	VNosná rúra - Trubka	28510,000	CO1/1	-1128,69	0,00	0,00	0,00	-2,13	33,61
B1	VNosná rúra - Trubka	0,000	CO1/2	-72,58	-0,20	-21,36	-3,16	10,98	-2,57
B1	VNosná rúra - Trubka	28510,000	CO1/3	-420,21	-124,86	-77,32	-9,72	-1047,72	-2338,22
B1	VNosná rúra - Trubka	0,000	CO1/4	-223,15	4,19	3,44	0,00	-79,17	-96,06
B1	VNosná rúra - Trubka	28510,000	CO1/5	-819,12	-76,55	-124,86	-5,29	-2365,28	-997,11
B1	VNosná rúra - Trubka	3310,001	CO1/6	-230,75	-53,25	-9,66	-9,72	58,86	17,73
B1	VNosná rúra - Trubka	0,000	CO1/7	-258,30	-1,64	-1,30	0,00	-0,89	0,39
B1	VNosná rúra - Trubka	28510,000	CO1/8	-605,12	-76,55	-124,86	-5,29	-2490,82	-1120,74
B1	VNosná rúra - Trubka	25010,001	CO1/9	-800,80	0,00	0,00	0,00	107,81	125,77
B1	VNosná rúra - Trubka	28510,000	CO1/10	-342,66	-124,86	-77,32	-9,72	-1167,10	-2484,99
B1	VNosná rúra - Trubka	28160,001	CO1/11	-738,53	0,00	0,00	0,00	84,89	164,41

Lineární výpočet, Extrém : Globální, Systém : Hlavní

Výběr : Vše

Kombinace : CO1

Průřez : VTiahlá podesta - RO51X6.3

Dílec	css	dx [mm]	Stav	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B262	VTiahlá podesta - RO51X6.3	2670,260	CO1/12	-0,68	0,05	0,10	0,00	0,00	0,00
B255	VTiahlá podesta - RO51X6.3	0,000	CO1/13	19,57	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00
B265	VTiahlá podesta - RO51X6.3	2984,400	CO1/14	5,62	-0,33	0,00	0,02	0,00	0,00
B265	VTiahlá podesta - RO51X6.3	0,000	CO1/15	5,25	0,33	0,00	0,02	0,00	0,00
B250	VTiahlá podesta - RO51X6.3	2717,080	CO1/16	2,29	0,03	-0,34	0,00	0,00	0,00
B250	VTiahlá podesta - RO51X6.3	0,000	CO1/17	2,59	-0,03	0,33	0,00	0,00	0,00
B261	VTiahlá podesta - RO51X6.3	0,000	CO1/18	-0,06	-0,26	-0,10	0,00	0,00	0,00
B258	VTiahlá podesta - RO51X6.3	0,000	CO1/19	-0,06	0,28	-0,04	0,02	0,00	0,00
B265	VTiahlá podesta - RO51X6.3	1414,070	CO1/20	7,87	0,00	-0,02	0,01	-0,24	0,00
B250	VTiahlá podesta - RO51X6.3	1324,230	CO1/17	2,55	0,00	0,03	0,00	0,24	-0,02
B252	VTiahlá podesta - RO51X6.3	1324,230	CO1/21	3,41	-0,01	0,02	0,01	0,02	-0,20
B265	VTiahlá podesta - RO51X6.3	1414,070	CO1/15	5,59	0,02	0,00	0,02	0,00	0,24

Lineární výpočet, Extrém : Globální, Systém : Hlavní

Výběr : Vše

Kombinace : CO1

Průřez : VStrešné nosníky - I ng (500; 300; 300; 30; 30; 15)

Dílec	css	dx [mm]	Stav	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B236	VStrešné nosníky - I ng	0,000	CO1/2	7,12	-0,19	-4,27	0,00	0,88	0,10
B233	VStrešné nosníky - I ng	3807,640	CO1/22	75,40	0,09	-31,95	0,00	-72,76	0,00
B233	VStrešné nosníky - I ng	0,000	CO1/23	25,37	-0,85	-4,64	-0,02	1,69	0,56
B237	VStrešné nosníky - I ng	0,000	CO1/24	31,26	0,47	-5,16	0,03	1,83	-0,29
B239	VStrešné nosníky - I ng	3807,640	CO1/25	55,24	0,00	-33,88	0,00	-85,24	0,00
B239	VStrešné nosníky - I ng	0,000	CO1/26	28,66	-0,15	2,24	0,00	0,47	0,07
B233	VStrešné nosníky - I ng	1836,141	CO1/27	44,01	-0,14	-8,30	-0,03	-10,90	-0,78
B237	VStrešné nosníky - I ng	2064,601	CO1/28	45,19	0,14	-18,65	0,03	-14,05	0,48
B234	VStrešné nosníky - I ng	0,000	CO1/29	45,31	-0,36	-11,44	0,00	3,21	0,21
B233	VStrešné nosníky - I ng	3807,640	CO1/30	37,11	-0,31	-17,38	-0,02	-42,03	-1,41
B237	VStrešné nosníky - I ng	3807,640	CO1/9	51,17	0,19	-23,17	0,03	-50,69	0,90

Lineární výpočet, Extrém : Globální, Systém : Hlavní

Výběr : Vše

Kombinace : CO1

Průřez : VNosníky plošiny - IPE240

Dílec	css	dx [mm]	Stav	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B397	VNosníky plošiny - IPE240	0,000	CO1/31	-10,34	-0,53	1,43	0,00	-1,50	0,92
B465	VNosníky plošiny - IPE240	1850,001	CO1/32	3,79	0,00	-0,47	0,00	5,30	0,00
B392	VNosníky plošiny - IPE240	0,000	CO1/33	-8,78	-0,68	1,15	0,00	-2,41	1,07
B391	VNosníky plošiny - IPE240	0,000	CO1/34	0,21	0,28	3,13	0,00	-0,43	-0,03
B465	VNosníky plošiny - IPE240	3150,000	CO1/35	-1,47	-0,11	-8,32	0,00	0,14	-0,15
B465	VNosníky plošiny - IPE240	0,000	CO1/11	3,74	0,00	17,10	0,00	-18,63	0,00
B392	VNosníky plošiny - IPE240	0,000	CO1/11	1,20	0,00	4,30	-0,01	-4,89	0,00
B393	VNosníky plošiny - IPE240	0,000	CO1/36	-3,66	-0,05	4,15	0,01	-4,60	0,16
B465	VNosníky plošiny - IPE240	1850,000	CO1/35	-1,90	-0,16	4,85	0,00	6,49	-0,02
B391	VNosníky plošiny - IPE240	1300,000	CO1/37	0,17	-0,55	-2,11	0,00	0,35	-0,63

P 4: Údaje z analýzy odozvy konštrukcie podľa veľkosti predpätia lán

Vyhodnotenie analýzy lán (závislosť na module pružnosti)							
Výpočtová osová sila	Pevnosť materiálu	Reálna osová sila	Zbytková osová sila	N	My	Mz	f
[kN]	[GPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[Hz]
Bez lán			-	-1129,35	-2588,94	-2559,72	0,7936
0	(E = 210 Gpa)	0	-	-1182,61	-1896,37	-1928,27	0,9877
	(E = 133 Gpa)	0	-	-1180,03	-2138,55	-2175,74	0,9294
2	(E = 210 Gpa)	1,36	-	-1195,77	-1836,05	-1867,26	1,0047
	(E = 133 Gpa)	1,54	-	-1199,02	-2063,77	-2099,85	0,9467
4	(E = 210 Gpa)	2,72	-	-1201,9	-1776,25	-1806,78	1,0226
	(E = 133 Gpa)	3,08	-	-1238,91	-1989,51	-2025,11	0,9647
6	(E = 210 Gpa)	4,08	-	-1261,59	-1716,9	-1746,91	1,0410
	(E = 133 Gpa)	4,62	-	-1299,03	-1913,21	-1950,83	0,9836
8	(E = 210 Gpa)	5,44	-	-1315,88	-1658,52	-1687,85	1,0606
	(E = 133 Gpa)	6,16	-	-1366,21	-1845,29	-1880,83	1,0021
10	(E = 210 Gpa)	6,8	-	-1375,03	-1601,68	-1630,49	1,0804
	(E = 133 Gpa)	7,7	-	-1437,13	-1780,24	-1814,4	1,0209
12	(E = 210 Gpa)	8,16	-	-1420,41	-1549,15	-1576,16	1,1001
	(E = 133 Gpa)	9,24	-	-1508,14	-1719,05	-1753,03	1,0378
14	(E = 210 Gpa)	9,52	-	-1500,13	-1493,9	-1522,1	1,1201
	(E = 133 Gpa)	10,78	-	-1579,5	-1664,7	-1698,61	1,0527
16	(E = 210 Gpa)	10,88	-	-1563,23	-1444,56	-1472,29	1,1388
	(E = 133 Gpa)	12,32	-	-1651,05	-1619,37	-1653,42	1,0636
18	(E = 210 Gpa)	12,24	-	-1625,75	-1398,7	-1426,71	1,1564
	(E = 133 Gpa)	13,86	-	-1722,72	-1585,07	-1619,33	1,0672
20	(E = 210 Gpa)	13,6	-	-1690	-1357,8	-1385,63	1,1717
	(E = 133 Gpa)	15,4	-	-1794,39	-1563,36	-1598,09	1,0670
22	(E = 210 Gpa)	14,96	-	-1753,53	-1322,47	-1350,44	1,1835
	(E = 133 Gpa)	16,94	2,11	-1866,16	-1553,19	-1588,3	1,0667
24	(E = 210 Gpa)	16,32	-	-1817,12	-1293,58	-1321,72	1,1906
	(E = 133 Gpa)	18,48	3,44	-1937,91	-1549,14	-1584,43	1,0665
26	(E = 210 Gpa)	17,68	-	-1880,74	-1271,8	-1300,2	1,1911
	(E = 133 Gpa)	20,02	4,93	-2009,74	-1547,04	-1582,45	1,0663
28	(E = 210 Gpa)	19,04	1,38	-1944,4	-1257,29	-1286,1	1,1910
	(E = 133 Gpa)	21,56	6,46	-2081,58	-1545,61	-1581,1	1,0661
30	(E = 210 Gpa)	20,4	2,11	-2008,09	-1249,32	-1278,52	1,1908
	(E = 133 Gpa)	23,1	8	-2153,39	-1544,41	-1579,97	1,0658

P 5: Stabilitné kombinácie

Stabilitní kombinace

Jméno	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
<i>*Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská ver.</i>		
S1	Vlastná tiaž	1,15
	Stále zaťaženia	1,15
	Užitné_výhliadka_celá	1,05
	Užitné_schodisko_celé	1,50
	Sneh_celý	0,75
S2	Vlastná tiaž	1,15
	Stále zaťaženia	1,15
	Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
	Sneh_celý	0,75
	Vietor_y	1,50
S3	Vlastná tiaž	1,15
	Stále zaťaženia	1,15
	Užitné_výhliadka_celá	1,50
	Sneh_celý	0,75
	Vietor_x	0,90
S4	Vlastná tiaž	1,15
	Stále zaťaženia	1,15
	Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
	Sneh_celý	0,75
	Vietor_y	1,50
S5	Vlastná tiaž	1,00
	Stále zaťaženia	1,00
	Užitné_výhliadka_polovica2	1,50
	Užitné_schodisko_polovica	1,05
	Sneh_polovičný	0,75
S6	Vlastná tiaž	1,15
	Stále zaťaženia	1,15
	Užitné_výhliadka_polovica1	1,50
	Sneh_polovičný	0,75
S7	Vlastná tiaž	1,15
	Stále zaťaženia	1,15
	Užitné_výhliadka_celá	1,50
	Sneh_celý	0,75
S8	Vlastná tiaž	1,15
	Stále zaťaženia	1,15
	Užitné_výhliadka_celá	1,50
	Sneh_celý	0,75
S9	Vlastná tiaž	1,00
	Stále zaťaženia	1,00
	Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
	Užitné_schodisko_celé	1,05
S10	Vlastná tiaž	1,15
	Stále zaťaženia	1,15
	Sneh_celý	0,75
	Vietor_x	1,50

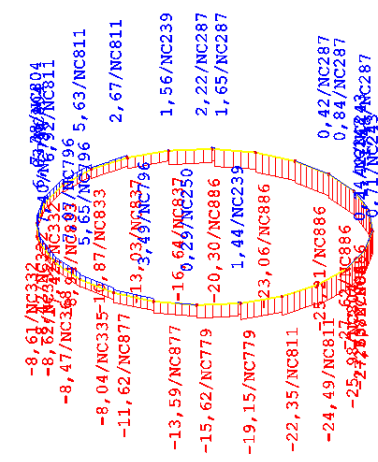
P 6: Kombinácie zaťažovacích stavov

Nelineárny kombinace

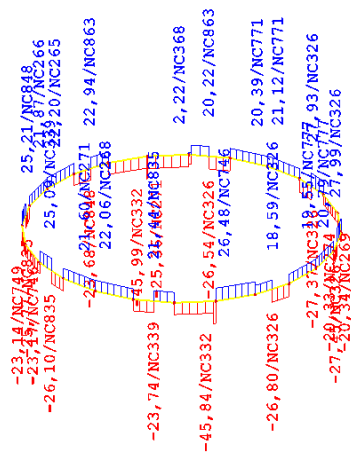
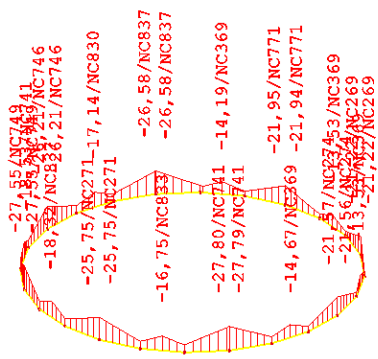
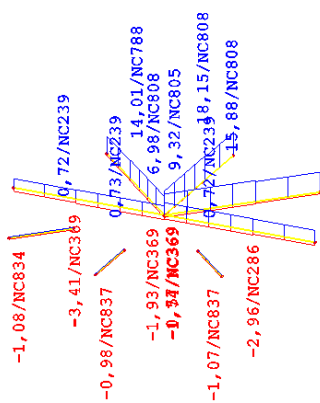
Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
Studentská verze *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská			
NC239	Únosnost	Vlastná tiaž	1,15
		Stále zaťaženia	1,15
		Užitné_výhliadka_celá	1,50
		Sneh_celý	0,75
NC243	Únosnost	Vlastná tiaž	1,15
		Stále zaťaženia	1,15
		Užitné_výhliadka_polovica1	1,50
		Sneh_polovičný	0,75
NC265	Únosnost	Vlastná tiaž	1,15
		Stále zaťaženia	1,15
		Užitné_výhliadka_celá	1,50
		Sneh_celý	0,75
NC268	Únosnost	Vietor_x	0,90
		Vlastná tiaž	1,15
		Stále zaťaženia	1,15
		Užitné_výhliadka_celá	1,50
NC332	Únosnost	Sneh_celý	0,75
		Vietor_y	0,90
		Vlastná tiaž	1,00
		Stále zaťaženia	1,00
NC457	Únosnost	Užitné_výhliadka_polovica1	1,50
		Sneh_polovičný	0,75
		Vlastná tiaž	1,15
		Stále zaťaženia	1,15
NC589	Únosnost	Užitné_výhliadka_celá	1,05
		Sneh_celý	1,50
		Stále zaťaženia	1,15
		Vlastná tiaž	1,15
NC665	Únosnost	Sneh_polovičný	1,50
		Užitné_schodisko_polovica	1,05
		Užitné_výhliadka_polovica1	1,05
		Stále zaťaženia	1,15
NC741	Únosnost	Vlastná tiaž	1,15
		Stále zaťaženia	1,15
		Sneh_celý	0,75
		Vietor_x	1,50
NC751	Únosnost	Vietor_y	1,50
		Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
		Stále zaťaženia	1,15
		Vlastná tiaž	1,15
NC777	Únosnost	Vlastná tiaž	1,15
		Stále zaťaženia	1,15
		Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
		Sneh_celý	0,75
NC796	Únosnost	Vietor_y	1,50
		Sneh_celý	0,75
		Užitné_schodisko_celé	1,05
		Stále zaťaženia	1,15
NC804	Únosnost	Vlastná tiaž	1,15
		Stále zaťaženia	1,15
		Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
		Užitné_schodisko_celé	1,05
NC808	Únosnost	Sneh_celý	0,75
		Vietor_x	1,50
		Vlastná tiaž	1,15
		Stále zaťaženia	1,15
		Užitné_výhliadka_polovica1	1,05
		Užitné_schodisko_celé	1,05
		Sneh_celý	0,75
		Vietor_y	1,50

Studentská verze *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská

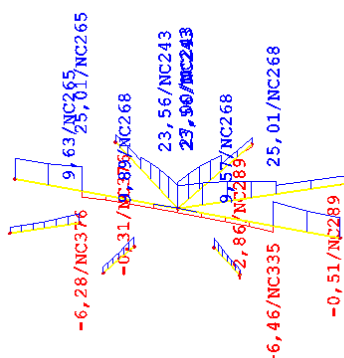
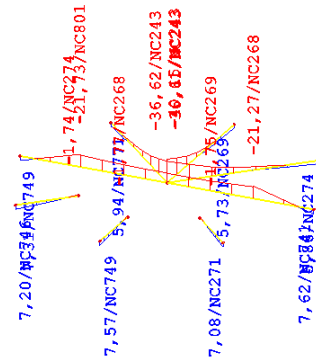
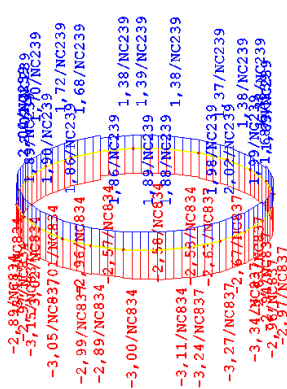
Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
Studentská verze *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze*			
NC835	Únosnost	Vlastná tiaž	1,00
		Stále zaťaženia	1,00
		Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
		Vietor_y	1,50
NC837	Únosnost	Vlastná tiaž	1,00
		Stále zaťaženia	1,00
		Užitné_schodisko_celé	1,05
		Vietor_y	1,50
NC848	Únosnost	Vlastná tiaž	1,00
		Stále zaťaženia	1,00
		Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
		Sneh_polovičný	0,75
NC886	Únosnost	Vietor_x	1,50
		Vlastná tiaž	1,00
		Stále zaťaženia	1,00
		Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
NC894	Únosnost	Užitné_schodisko_celé	1,05
		Sneh_celý	0,75
		Vietor_y	1,50
		Vlastná tiaž	1,00
NC894	Únosnost	Stále zaťaženia	1,00
		Užitné_výhliadka_polovica2	1,05
		Užitné_schodisko_polovica	1,05
		Sneh_polovičný	0,75
NC894	Únosnost	Vietor_y	1,50
		Vlastná tiaž	1,00
		Stále zaťaženia	1,00
		Užitné_výhliadka_polovica2	1,05



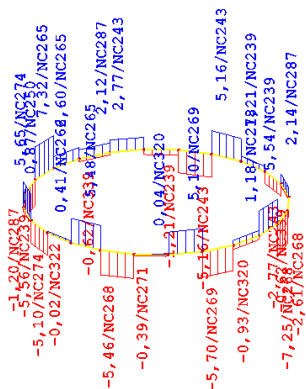
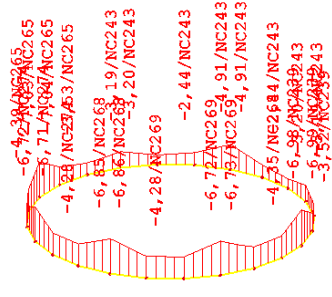
Prvok D, sila N

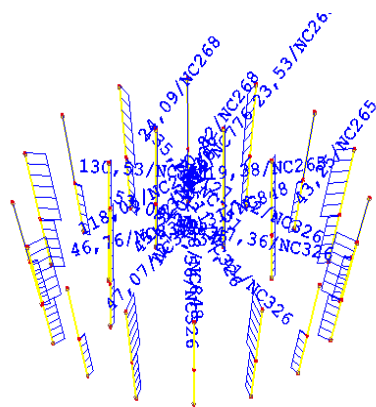
Prvok D, sila V_z Prvok D, sila M_y 

Prvok F, sila N

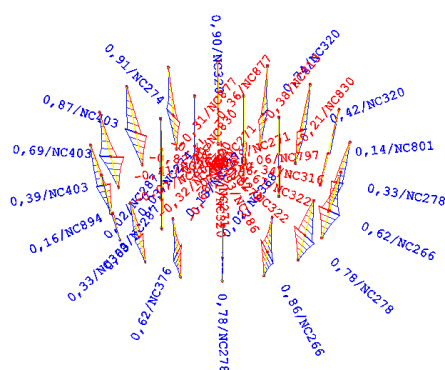
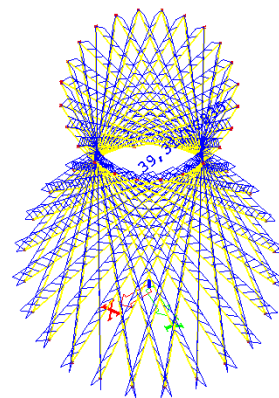
Prvok F, sila V_z Prvok F, sila M_y 

Prvok G, sila N

Prvok G, sila V_z Prvok G, sila M_y



Prvok I, sila N

Prvok I, sila M_y 

Prvok J, sila N

Tab.: Vnútorne sily - Trubka (1200,20); A

Prut	Komb.	dx	N_{ed}	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$
		[mm]						
B1	NC777	28510	-1412,00	-66,87	-54,39	-7,05	-717,82	-1274,92
B1	NC894	28510	-1563,92	-67,53	-53,79	-7,14	-714,28	-1248,57
B1	NC848	28510	-1356,26	-55,27	-66,19	-3,33	-1232,01	-739,74
B1	NC804	28510	-1801,05	-54,92	-65,30	-3,29	-1245,50	-737,40
B1	NC794	23085	-1522,31	-55,09	-37,31	-8,01	-328,96	-729,40
B1	NC834	0	-1045,10	3,21	-12,51	-4,09	-167,44	-114,31
B1	NC797	3310	-1175,00	8,47	19,75	-6,90	-12,16	-111,76
B1	NC788	3310	-1170,51	20,37	8,57	-3,48	-132,67	8,41
B1	NC457	28510	-2071,79	-0,87	-0,28	-0,89	-5,17	18,89
B1	NC435	22910	-1577,99	2,87	3,99	0,10	125,43	213,05
B1	NC287	28510	-1704,45	3,93	4,41	0,08	240,71	318,67

Tab.: Vnútorne sily - Strešné zvarované nosníky I ($H=400$, $B=300$, $th=25$, $tf=15$); B

Prut	Komb.	dx	N_{ed}	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$
		[mm]						
B237	NC751	3807,64	346,97	-0,71	-97,04	-0,02	-311,58	-2,35
B237	NC777	1929,2	346,22	-0,91	-63,08	-0,04	-132,12	-1,00
B239	NC777	3807,64	352,47	-0,25	-100,77	0,01	-355,70	-0,66
B235	NC868	1583,98	325,15	-0,35	-51,05	0,00	-95,55	-0,14
B237	NC777	0	244,55	-0,45	-73,95	-0,05	9,62	0,04
B234	NC589	0	253,25	-0,21	-82,82	0,00	11,27	0,04
B233	NC777	1583,98	340,13	0,60	-59,30	0,05	-105,38	0,05
B234	NC837	0	223,47	-0,12	-70,41	0,02	9,37	0,08
B233	NC777	1929,2	346,17	0,36	-93,88	0,05	-125,93	0,26
B233	NC265	3807,64	370,90	0,22	-111,29	0,02	-341,07	0,38
B233	NC269	3807,64	357,18	0,43	-103,89	0,03	-325,35	1,16

Tab.: Vnútorne sily - Ochodza strechy (UPE300);C

Prut	Komb.	dx	N _{ed}	V _{y,d}	V _{z,d}	M _{x,d}	M _{y,d}	M _{z,d}
		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
B145	NC777	2870,13	-322,98	-1,69	2,23	0,06	13,35	-0,83
B145	NC777	0	-323,99	1,64	-1,53	-0,06	12,33	-0,78
B151	NC268	2870,13	-345,81	-0,06	1,83	0,06	14,45	-0,09
B151	NC833	1913,42	-324,21	-0,15	0,64	0,07	12,56	0,02
B150	NC830	2391,77	-324,06	0,11	0,84	-0,07	12,91	0,02
B151	NC648	0	-332,84	-0,04	-2,66	-0,06	14,56	0,03
B148	NC589	2870,13	-341,90	0,06	3,11	-0,06	14,87	0,06
B147	NC696	1435,06	-315,38	0,10	1,36	0,05	10,32	0,21
B148	NC665	2870,13	-328,02	0,88	3,26	-0,05	14,48	0,41
B146	NC834	2870,13	-306,24	1,45	1,21	-0,05	12,20	0,67
B146	NC771	0	-324,55	-1,55	-1,58	0,06	12,33	0,76

Tab.:Vnútorne sily - Vonkajšia ochodza plošiny (UPE330);D

Prut	Komb.	dx	N _{ed}	V _{y,d}	V _{z,d}	M _{x,d}	M _{y,d}	M _{z,d}
		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
B179	NC801	0	-4,25	4,70	20,21	-0,19	-22,45	-3,25
B190	NC332	822,32	1,01	-9,50	-45,99	0,17	-24,63	-1,82
B190	NC368	801,851	1,25	-9,58	-45,72	0,16	-23,49	-1,71
B398	NC741	822,32	-12,90	2,45	-31,39	-0,17	-27,80	-1,01
B230	NC376	822,32	-11,22	-1,19	17,06	0,10	-0,89	-0,97
B399	NC266	822,32	-11,65	-1,45	25,86	0,23	-4,97	-0,95
B232	NC271	822,32	-10,72	2,04	-25,36	-0,24	-25,74	0,63
B224	NC886	822,32	-27,82	0,97	-19,87	0,09	-20,70	1,08
B398	NC332	775,441	0,97	9,46	-45,82	-0,16	-23,00	1,47
B171	NC326	411,161	-0,08	-7,39	27,99	-0,01	-13,13	1,83
B181	NC796	0	7,40	-4,68	-19,81	0,22	-7,24	2,16
B204	NC801	0	-8,36	-4,52	21,21	0,18	-22,45	3,37

Tab.:Vnútorne sily - Podestové nosníky (IPE 240);F

Prut	Komb.	dx	N _{ed}	V _{y,d}	V _{z,d}	M _{x,d}	M _{y,d}	M _{z,d}
		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
B391	NC805	1300	-0,77	-0,79	6,42	0,00	7,51	-0,91
B392	NC369	1850	-3,41	-0,20	-3,60	0,00	-18,89	-0,17
B465	NC808	1850	18,15	-0,17	13,07	0,00	2,55	-0,08
B393	NC749	1850	2,84	-0,27	23,09	-0,01	-21,14	-0,08
B465	NC243	0	2,67	0,00	27,00	0,00	-40,15	0,00
B393	NC335	1850	4,72	0,01	-6,46	0,01	-18,48	0,01
B392	NC746	1850	-0,67	0,41	23,15	0,01	-21,53	0,06
B393	NC741	3150	8,25	0,40	20,68	-0,01	7,62	0,45
B393	NC805	3150	9,12	0,44	19,38	-0,01	7,53	0,47
B392	NC805	3150	-0,94	0,42	20,08	0,01	6,68	0,61

Tab.: Vnútorne sily - Pomocné nosníky strechy (IPE240); E

Prut	Komb.	dx	N _{ed}	V _{y,d}	V _{z,d}	M _{x,d}	M _{y,d}	M _{z,d}
		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
B160	NC868	838,081	-126,44	0,38	-0,12	0,00	0,28	-0,34
B156	NC621	838,081	-135,88	0,15	-0,72	0,00	1,21	-0,14
B404	NC316	290,59	0,21	-0,47	-0,47	0,00	-0,11	-0,13
B411	NC776	733,591	-0,20	0,00	-0,01	0,00	0,29	0,00
B156	NC621	1676,15	-135,88	0,18	-2,02	0,00	0,00	0,00
B157	NC615	0	-135,86	-0,18	2,02	0,00	0,00	0,00
B158	NC239	1676,15	-140,36	0,09	-1,35	0,00	0,00	0,00
B409	NC621	1467,17	0,57	0,00	-1,35	0,00	0,00	0,00
B405	NC782	733,591	-0,04	0,00	-0,01	0,00	0,29	0,00
B406	NC830	290,59	0,02	0,16	-0,52	0,00	-0,14	0,04
B412	NC316	290,59	-0,04	0,45	-0,49	0,00	-0,12	0,13
B154	NC863	838,081	-126,82	-0,35	-0,12	0,00	0,28	0,31

Tab.: Vnútorne sily - Vnútorná ochodza plošiny (Pásovina 200, 10); G

Prut	Komb.	dx	N _{ed}	V _{y,d}	V _{z,d}	M _{x,d}	M _{y,d}	M _{z,d}
		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
B376	NC813	0	-2,21	0,22	3,10	-0,01	-5,26	-0,06
B366	NC837	0	-3,34	0,10	2,36	0,01	-4,72	-0,03
B383	NC868	482,95	-1,78	-0,08	0,58	0,00	-1,52	-0,02
B381	NC813	241,47	-2,83	-0,20	-3,35	-0,01	-4,99	-0,01
B376	NC805	241,47	-2,24	0,22	3,07	0,00	-4,53	-0,01
B370	NC265	0	-0,39	-0,01	7,32	0,02	-7,04	0,00
B380	NC239	0	2,04	0,01	-0,42	0,00	-4,10	0,00
B389	NC268	482,95	-0,37	0,02	-7,25	-0,02	-6,98	0,00
B381	NC274	482,95	-0,14	0,05	-4,12	-0,03	-5,58	0,01
B366	NC313	0	0,01	-0,09	4,06	0,04	-5,49	0,02
B376	NC805	482,95	-2,24	0,22	3,02	0,00	-3,80	0,05

Tab.: Vnútorne sily - Pomocné nosníky plošiny (IPE 80); H

Prut	Komb.	dx	N _{ed}	V _{y,d}	V _{z,d}	M _{x,d}	M _{y,d}	M _{z,d}
		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
B200	NC805	0	-0,56	0,12	2,40	0,00	-1,02	-0,07
B199	NC811	0	-0,41	0,13	4,15	0,00	-0,96	-0,07
B174	NC811	1300	-0,60	-0,10	-0,49	0,00	1,58	-0,06
B174	NC779	1300	-0,75	-0,09	2,15	0,00	2,08	-0,06
B191	NC741	1300	-0,79	-0,07	2,24	0,00	2,21	-0,04
B183	NC265	0	-0,12	0,06	4,97	0,00	-1,17	-0,04
B199	NC837	1300	-0,94	-0,05	2,01	0,00	1,94	-0,03
B166	NC289	1300	0,06	-0,02	-3,04	0,00	0,20	-0,02
B174	NC274	0	-0,19	0,02	5,08	0,00	-1,12	-0,01
B183	NC239	0	0,49	0,02	4,96	0,00	-1,15	-0,01

Tab.: Vnútorne sily - Tiahlá podesta _strecha (TR 51×6,3); I

Prut	Komb.	dx	N _{ed}	V _{y,d}	V _{z,d}	M _{x,d}	M _{y,d}	M _{z,d}
		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
B490	NC322	1589,08	68,22	1,25	-0,03	-0,01	0,03	-0,91
B490	NC250	1589,08	115,98	-1,25	0,20	0,00	0,13	-0,78
B260	NC811	2010,26	49,78	0,33	-0,36	-0,03	0,22	-0,23
B251	NC278	1589,08	79,40	0,00	1,44	0,00	-0,96	0,00
B261	NC805	2670,26	36,04	-0,31	0,34	0,04	0,00	0,00
B251	NC751	0	135,29	0,08	0,26	0,00	0,00	0,00
B251	NC274	1589,08	132,30	0,01	1,49	0,00	0,91	0,03
B251	NC339	1589,08	133,27	0,01	1,50	0,00	0,91	0,03
B251	NC403	1617,08	80,72	-0,07	-1,22	0,01	0,87	0,07
B262	NC650	1542,26	0,05	0,24	0,21	0,00	0,21	0,33
B249	NC320	1589,08	66,92	-1,18	0,10	0,01	0,00	0,89

Tab.: Vnútorne sily - Predpäté laná (R 20); J

Prut	Komb.	dx	N _{ed}	V _{y,d}	V _{z,d}	M _{x,d}	M _{y,d}	M _{z,d}
		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
B416	NC239	0	20,51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B441	NC814	0	3,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B424	NC835	23356	39,31	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

P 8: Podrobná časť statického posudku

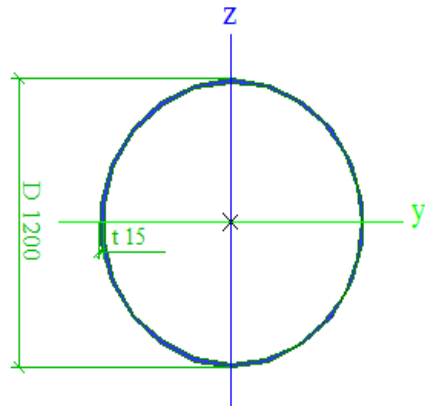
Komb.	dx	N _{ed}	V _{y,d}	V _{z,d}	T _{E,d}	M _{y,d}	M _{z,d}
	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
NC457	28510	-2071,79	-0,87	-0,28	-0,89	-5,17	18,89
NC894	28510	-1563,92	-67,53	-53,79	-7,14	-714,28	-1248,57
NC777	28510	-1412,00	-66,87	-54,39	-7,05	-717,82	-1274,92
NC804	28510	-1801,05	-54,92	-65,30	-3,29	-1245,49	-737,38
NC848	28510	-1356,26	-55,27	-66,19	-3,33	-1232,01	-739,73

Prierezové charakteristiky - TR 1200×15

A	5,58E-02	m ²
A _y	3,71E-02	m ²
A _z	3,71E-02	m ²
I _y	9,80E-03	m ⁴
I _z	9,80E-03	m ⁴
I _t	1,90E-02	m ⁴
I _ω	3,71E-18	m ⁶
W _{el,y}	1,63E-02	m ³
W _{el,z}	1,63E-02	m ³
W _{pl,y}	2,11E-02	m ³
W _{pl,z}	2,11E-02	m ³
i _y	0,419	m
i _z	0,419	m
Trieda prierezu 3		

Materiál - Oceľ S235

E	5,58E-02	m ²
G	3,71E-02	m ²
f _{yk}	3,71E-02	m ²
f _{uk}	9,80E-03	m ⁴


Posudok pevnosti**Tlak**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{-2071,79}{13\,122,87} = 0,16 \leq 1$$

Vyhovuje

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{5,58 \times 10^{-2} \times 235 \times 10^6}{1,00} = 13\,122,87 \text{ kN}$$

Ohybový moment

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,el,Rd}} = \frac{1245,49}{3\,839,67} = 0,32 \leq 1$$

Vyhovuje

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,el,Rd}} = \frac{1274,32}{3\,839,67} = 0,33 \leq 1$$

Vyhovuje

$$M_{y,el,Rd} = M_{z,el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,63 \times 10^{-2} \times 235 \times 10^6}{1,00} = 3\,839,67 \text{ kN}$$

Šmyk

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{67,53}{4\,823,34} = 0,01 \leq 1$$

Vyhovuje

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{66,19}{4\,823,34} = 0,01 \leq 1$$

Vyhovuje

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \times f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{3,55 \times 10^{-2} \times 235 \times 10^6}{\sqrt{3} \times 1,00} = 4\,823,34 \text{ kN}$$

Ohyb, šmyk a osová sila

$$V_{y,Ed} = 67,53 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{c,Rd}$$

$$V_{z,Ed} = 66,19 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{c,Rd}$$

Účinok šmykovej sily sa dá zanedbať.

Osová sila a momenty – prierez triedy 3

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,y,Ed}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,z,Ed}} = \frac{1801,05}{13\,122,87} + \frac{1245,49}{3\,839,67} + \frac{737,38}{3\,839,67} = 0,65 \leq 1$$

Vyhovuje**Stabilitný posudok****Vzper**

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 28,55 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E \times I_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 9,803 \times 10^{-3}}{28,55^2} = 24\,926,8 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{28,55}{0,419} = 68,14$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_{yk}}{N_{cr}}} = \frac{5,58 \times 10^{-2} \times 235 \times 10^6}{24\,926\,800} = 0,73$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,73 - 0,2) + 0,73^2] = 0,892$$

Krivka vzpernej pevnosti $c \rightarrow \alpha = 0,49$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,892 + \sqrt{0,892^2 - 0,73^2}} = 0,709$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,709 \times 5,58 \times 10^{-2} \times 235 \times 10^6}{1,00} = 9\,300,87 \text{ kN}$$

$$\frac{2\,071,79}{9\,300,87} = 0,22 \leq 1$$

Vyhovuje

Klopenie

Kruhové prierezy nie sú náchylné na klopenie.

Ohyb a osový tlak prútu s vplyvom stability

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{1\,801,05}{\frac{0,709 \times 13122,8}{1,00}} + 0,988 \frac{1245,49}{\frac{1,00 \times 3839,67}{1,00}} + 0,762 \frac{737,38}{\frac{3839,67}{1,00}} = 0,66 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{1\,801,05}{\frac{0,709 \times 13122,8}{1,00}} + 0,790 \frac{1245,49}{\frac{1,00 \times 3839,67}{1,00}} + 0,762 \frac{737,38}{\frac{3839,67}{1,00}} = 0,60 \leq 1$$

Vyhovuje

Súčinitele ekvivalentného konštantného momentu C_m a interakčné súčinitele k_{ij} sú určené podľa prílohy B normy [8].

P 9: Posudok kotevných skrutiek



Profis Anchor 2.7.2

www.hilti.com

Spoločnosť:

Vypracoval:

Adresa:

Telefón I Fax:

E-mail:

Strana:

1

Projekt:

Projekt - časť I Pozícia č.:

Dátum:

25.4.2017

Poznámky:

1 Vstupné údaje

Typ a priemer kotvy:

HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M36

Seizmický/Výplňový set alebo iné adekvátne riešenie pre vyplnenie medzery otvoru v pl

Efektívna kotevná hĺbka:

 $h_{ef, opt} = 144 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 720 \text{ mm}$)

Materiál:

8.8

Certifikát č.:

Hilti technické dáta

Vydaný I Platný:

- | -

Posúdenie:

Návrhová metóda Rozšírený ETAG BOND (EOTA TR 029)

Distančná montáž:

 $e_b = 0 \text{ mm}$ (bez distančnej montáže); $t = 40 \text{ mm}$

Kotevná platňa:

 $l_x \times l_y \times t = 1800 \text{ mm} \times 1800 \text{ mm} \times 40 \text{ mm}$; (Odporúčaná hrúbka kotevnej platne: nepočítané)

Profil:

Trubka; ($D \times \hat{S} \times H$) = $1200 \text{ mm} \times 1200 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$

Základný materiál:

netrhlinový betón, C20/25, $f_{c, cube} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 1200 \text{ mm}$,
Teplota krátkodobá / dlhodobá: 40/24 °C

Montáž:

kotevný otvor vŕtaný príklepom, Podmienky montáže: suchá

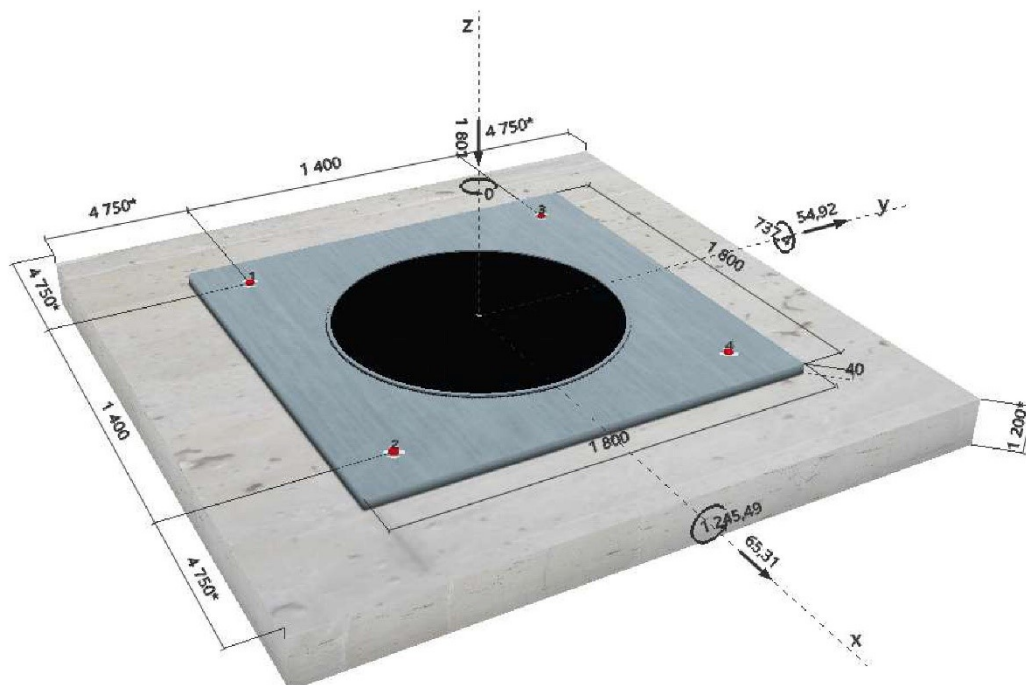
Výstuž:

Žiadna výstuž, alebo osová vzdialenosť výstuže $\geq 150 \text{ mm}$ (tubovoľné Ø), alebo $> 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$)

žiadna pozdĺžna výstuž okraja



Geometria [mm] & Zaťaženie [kN, kNm]





www.hilti.com

Profis Anchor 2.7.2

Spoločnosť:

Strana:

2

Vypracoval:

Projekt:

Adresa:

Projekt - časť I Pozícia č.:

Telefón I Fax:

Dátum:

25.4.2017

E-mail:

2 Posúdenie I Využitie (Rozhodujúce stavy)

		Výpočtové hodnoty [kN]		Využitie		
Zat'aženie	Posúdenie	Zat'aženie	Kapacita	β_N / β_V [%]	Stav	
Ťah	Porušenie betónového kužela	59,834	72,696	83 / -	OK	
Šmyk	Porušenie vylomením betónu	85,332	465,408	- / 19	OK	
Zat'aženie		β_N	β_V	α	Využitie $\beta_{N,V}$ [%]	Stav
Kombinované zat'aženie ťahom a šmykom		0.823	0.183	1.5	83	OK

3 Upozornenia

- Prosím zvážte všetky detaily, poznámky a varovania uvedené v podrobnej správe.

Kotvenie vyhovuje zvolenej výpočtovej metóde!

4 Poznámka; Vaša kooperačná služba

- Všetky informácie a dáta obsiahnuté v softvéri sa týkajú výhradne použitia výrobkov Hilti a vychádzajú zo zásad, predpisov a bezpečnostných nariadení v súlade s technickými smernicami a prevádzkovými montážnymi a inšalačnými pokynmi spoločnosti Hilti, a nimi sa užívateľ musí striktnie riadiť. Všetky čísla obsiahnuté v softvéri predstavujú priemerné hodnoty a preto je pred použitím príslušného výrobku Hilti nutné previesť testy pre jeho konkrétne použitie. Výsledky výpočtov prevedených pomocou softvéru vychádzajú predovšetkým z vami zadávaných dát. Nesiete preto výhradnú zodpovednosť za bezchybnosť, úplnosť a relevantnosť zadávaných dát. Okrem toho nesiete výhradnú zodpovednosť za kontrolu výsledkov z výpočtov a za to, že si tieto výsledky pred ich použitím pre konkrétne zariadenie necháte overiť a schváliť u odborníka, najmenej čo sa týka súladu s príslušnými normami a povoleniami. Softvér slúži len ako pomôcka pre interpretáciu noriem a povolení bez akejkoľvek záruky ohľadom bezchybnosti, presnosti a relevantnosti výsledkov alebo vhodnosti pre konkrétne použitie.
- Aby ste predišli škodám, ktoré by softvér mohol spôsobiť, alebo obmedzili ich rozsah, musíte prijať všetky nutné a primerané opatrenia. Obzvlášť je potrebné pravidelne zálohovať program a dáta a v prípade potreby vykonávať aktualizácie softvéru, ktoré spoločnosť Hilti pravidelne ponúka. Ak nepoužívate funkciu, AutoUpdate, ktorá je v súčasťi softvéru, je nutné zaistiť aktuálnosť vami používanej verzie softvéru manuálnou aktualizáciou prostredníctvom internetových stránok spoločnosti Hilti. Hilti nenesie žiadnu zodpovednosť za dôsledky vzišlé z vami zavineného porušenia povinnosti, ako napríklad nutnosť obnovy stratených, či poškodených dát alebo programu.